



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Science et de la Technologie Département de Génie Civil
& Architecture



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER
ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Étude d'un bâtiment en RDC + 2 s/sol +10 étages
à usage d'habitation**

Présenté par :

1. Mr. RAOUAS OMAR ABDELATIF
2. Mr. BOURAS YUCEF

Devant le jury :

soutenu le : 06/07/2022

- Président : Mr. BELHOUARI FETHI
- Examineur : Mr. BAHAR SADEK
- Encadreur : Mr. BELGUESMIA KHALIL

Année Universitaire : 2021 / 2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH qui a été éclairé mon chemin d'étude et le tout puissant de nous donner la force et la patience pour réaliser ce travail. « الحمد لله »

En second lieu, Nous tenons à remercier notre encadreur Monsieur **BELGUESMIA KHALIL**, Maitre de conférences à l'Université de Mostaganem, de nous avoir encadrés et dirigés.

Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer le présent de travail :

Mr. BELHOUARI FETHI d'avoir accepté de présider le jury de notre mémoire ainsi que pour ses enseignements durant notre étude universitaire.

Mr. BAHAR SADEK d'avoir accepté de faire partie de ce jury afin d'examiner notre travail.

Enfin, Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

DEDICACES

A nos chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A tous nos familles, mes amis et mes professeurs pour leur soutien tout aux longes nos parcours universitaire.

A toute personne qui nous a aidé et encouragé pour progresser et réussir durant toute cette période.

A notre encadreur pour son suivi de notre mémoire.

RAOUAS OMAR ABDELATIF

BOURAS YUCEF

Résumer : L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué de deux sous-sol et un Rez-De-Chaussée (RDC) plus 10 étages ; Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Oran qui est classée comme une région de moyenne sismicité (ZONE IIa) et sur un site S3, selon le règlement parasismique **algérien RPA 99 version 2003**. La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles.

Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivantes la méthode des états limites « **BAEL 91 révisées en 99** ».

Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée « **CBA93** ».

Summary :The work studied is a building consisting of two basements and a Ground Floor (RDC) plus 10 floors; The building is located in the wilaya of Oran which is classified as a region of medium seismicity (ZONE IIa) and on an S3 site, according to the Algerian paraseismic regulation RPA 99 version 2003. The stability of this work is ensured by a system of bracing consisting of frames and sails. Our study complies with the requirements of the regulations, namely: The technical regulations for the design and calculation of reinforced concrete structures and constructions following the "BAEL 91 revised in 99" limit state method. The regulations for the design and calculation of reinforced concrete structures "CBA93".

Sommaire du Chapitre I

1- Présentation de l'ouvrage :	1
2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :	1
3- Caractéristiques géotechnique du sol :	7
4- Les éléments de la construction :	7
5- Données sismique de la structure	8
• Les charges :	8
6- Conception de la structure :	8
a. Planchers :	8
b. Contreventement :	8
c. Escaliers :	8
d. Ascenseur :	9
e. L'acrotère :	9
f. Maçonnerie :	9
g. Revêtement :	9
h. Fondations :	9
i. Type de coffrage utilisé :	9
7-Règlementation et normes utilisés :	9
8- Notion d'états limites :	10
A. Les états limites ultimes (E.L.U) :	10
B. État limite de service : (ELS) :	11
9- Caractéristiques mécaniques des matériaux :	12
10- Actions et sollicitations	16
Conclusion :	17

Liste des Figures :

Figure I.1. Vue en plan de 1 ^{er} sous sol	02
Figure I.2. Vue en plan de 2 ^{eme} sous sol	02
Figure I.3. Vue en plan de RDC	03
Figure I.4. Vue en plan de 1 ^{er} étage	03
Figure I.5. Vue en plan d'étages (2 ; 6)	04
Figure I.6. Vue en plan d'étage (3 ; 8)	04
Figure I.7. Vue en plan d'étage (4 ; 10)	05
Figure I.8. Vue en plan d'étage (5 ; 9)	05
Figure I.9. Vue en plan 7 ^{eme} étage	06
Figure I.10. Vue en plan de la Terrasse Accessible	06
Figure I.11. Les cotations entre les axes des poteaux	07
Figure 1.12. Diagramme des déformations limites de la section	11
Figure 1.13. Diagramme contraintes déformations	15

1- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué de deux sous-sol et un Rez-De-Chaussée (RDC) plus 10 étages ; Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Oran qui est classée comme une région de moyenne sismicité (ZONE IIa) et sur un site S3, selon le règlement parasismique **algérien RPA 99 version 2003**. La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles.

Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites « **BAEL 91 révisées en 99** ».

Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée « **CBA93** ».

C'est une tour qui comporte :

-2^{ème} sous sols est un dépôt destiné au stockage et un Parking.

-1^{er} sous-sols à usage commercial.

- RDC à usage d'habitation.

- 10 étages courants à usage d'habitation.

- 01 cage d'escaliers.

- 01 cage d'ascenseur.

• **But :**

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- **Hauteur de 1^{er} sous-sol :** $H_e = 3,40$ m.
- **Hauteur d'étage, RDC, 2^{ème} sous-sol:** $H_e = 3,06$ m.
- **Hauteur totale de bâtiment :** $H = 40.12$ m.
- **Cage d'escaliers :** $3,80 \times 3.00$ m².
- **Cage d'ascenseur :** $(1,5 \times 1.55)$ m².
- **Largeur du bâtiment** $B = 21.40$ m.
- **Longueur du bâtiment** $L = 24,30$ m.

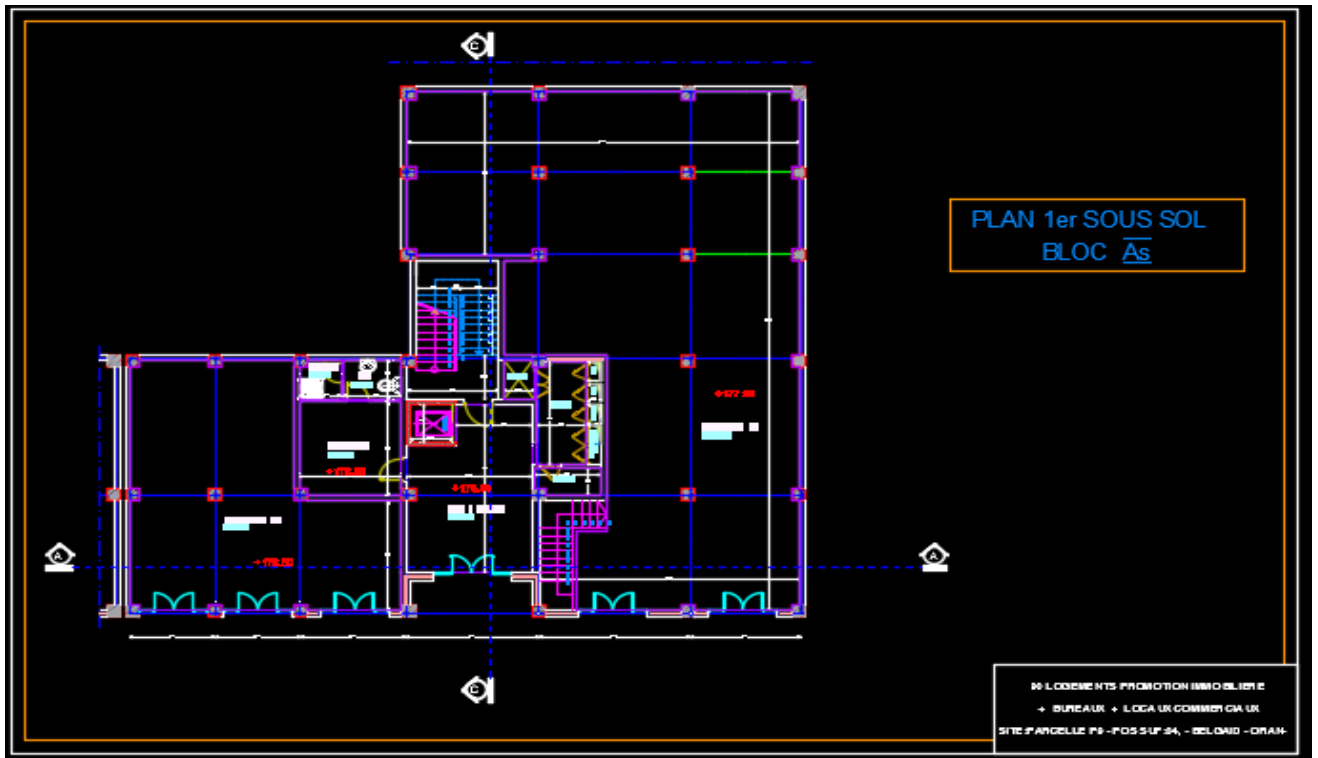


Figure I.1. Vue en plan de 1^{er} sous sol

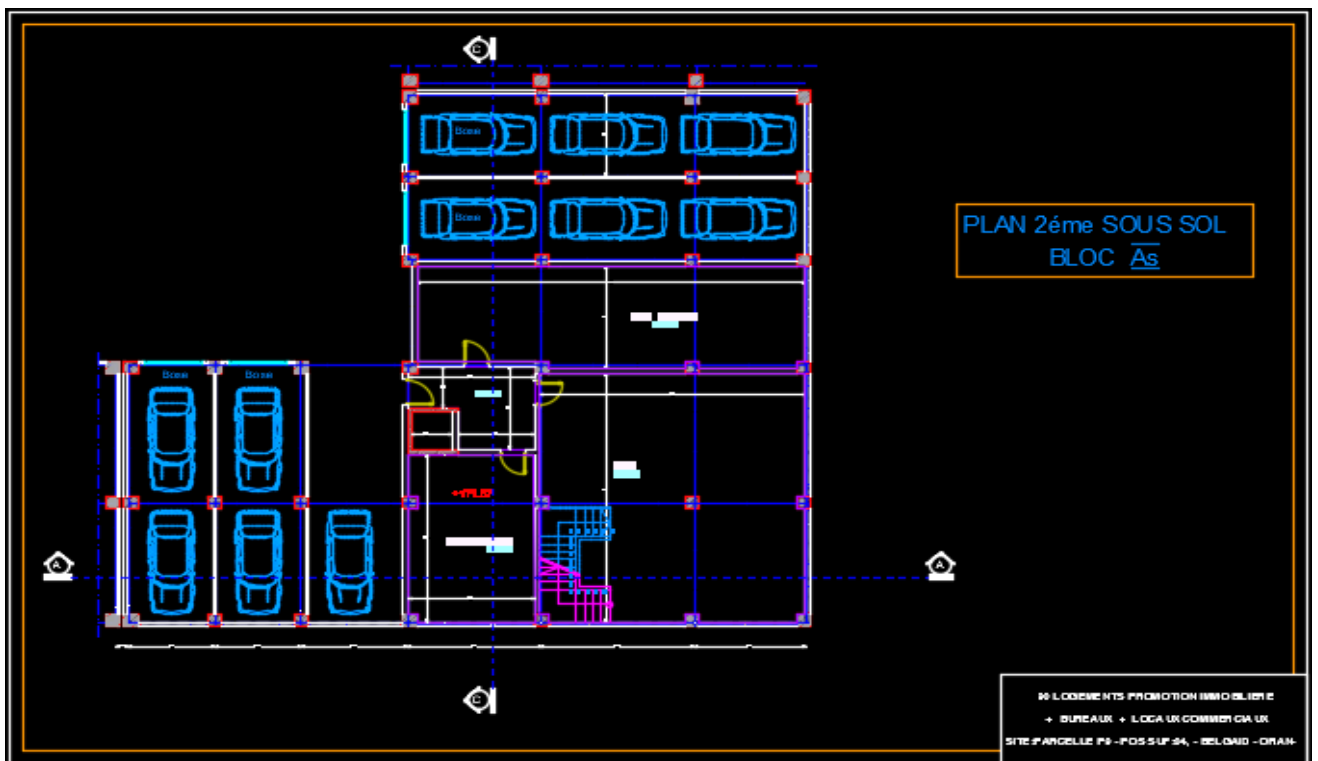


Figure I.2. Vue en plan de 2^{ème} sous sol

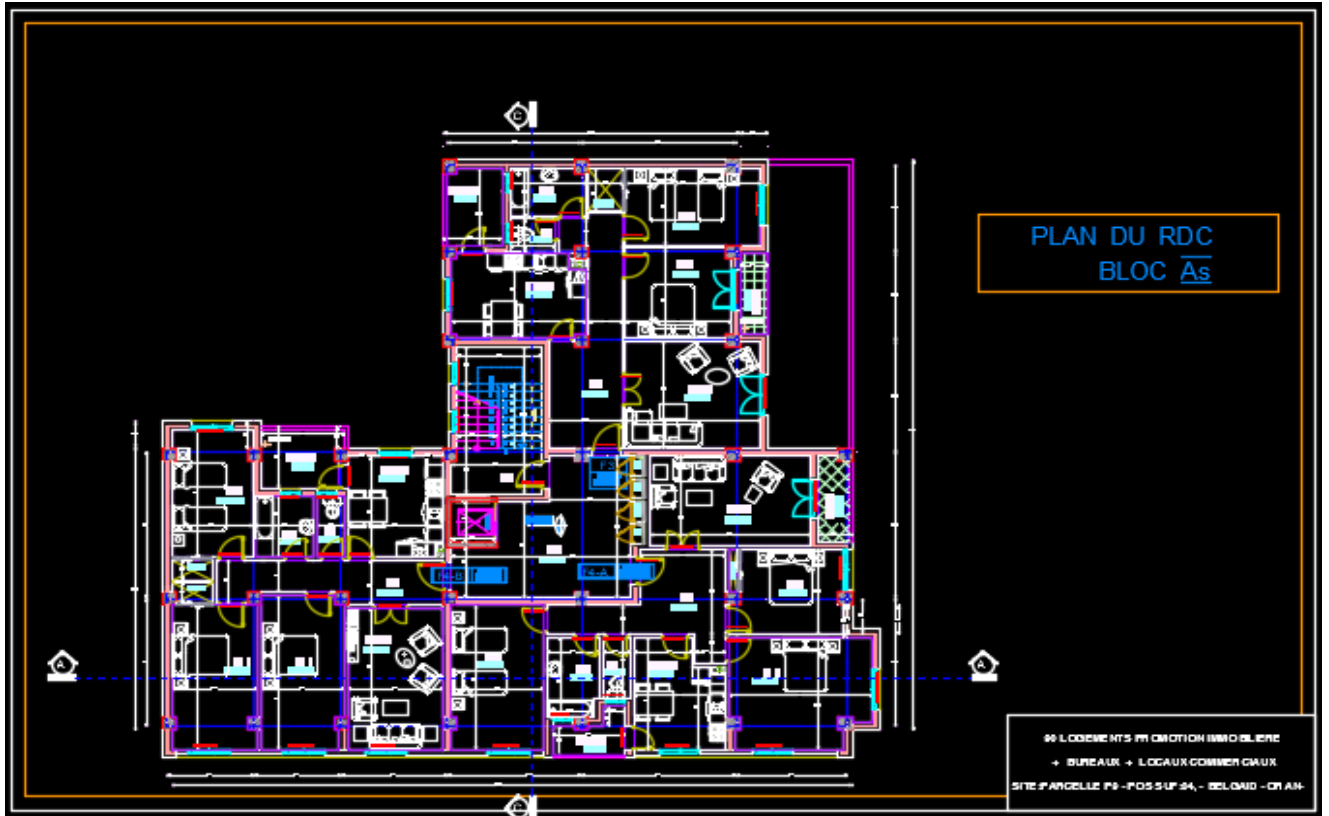


Figure I.3. Vue en plan de RDC

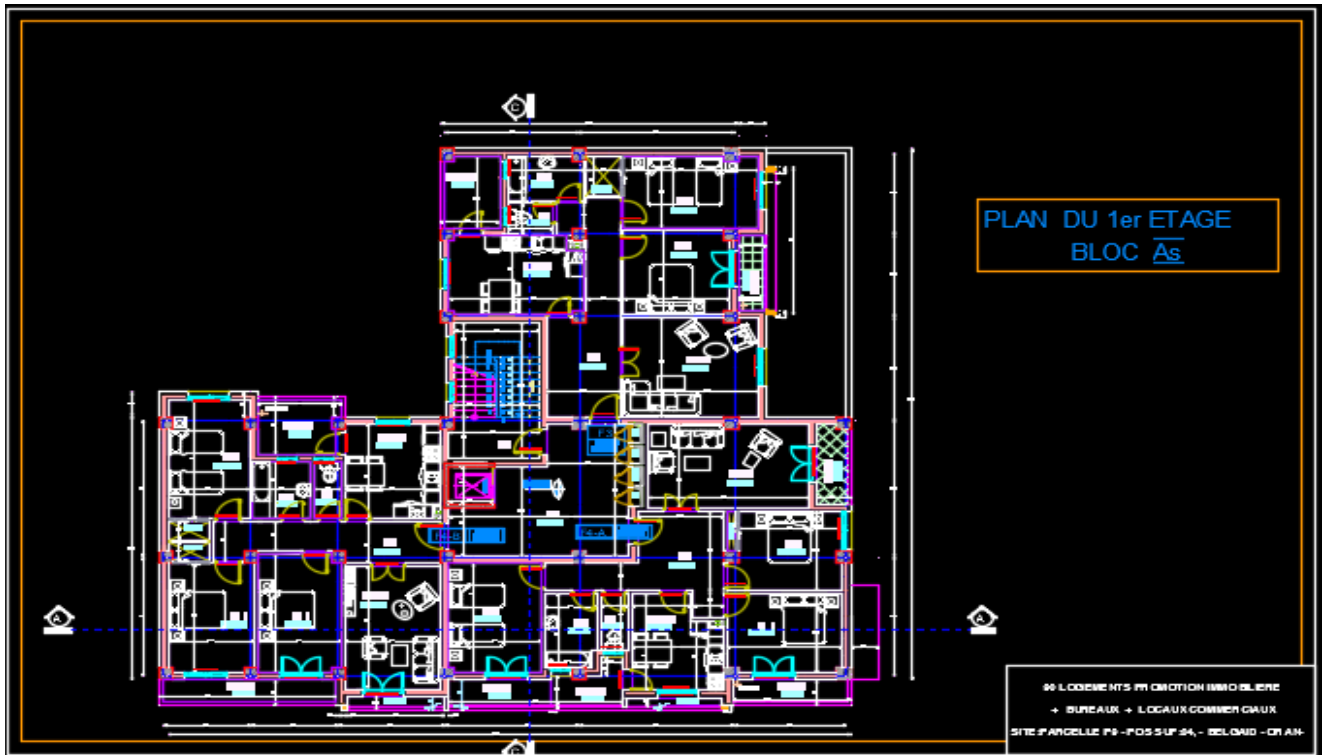


Figure I.4. Vue en plan de 1^{er} étage

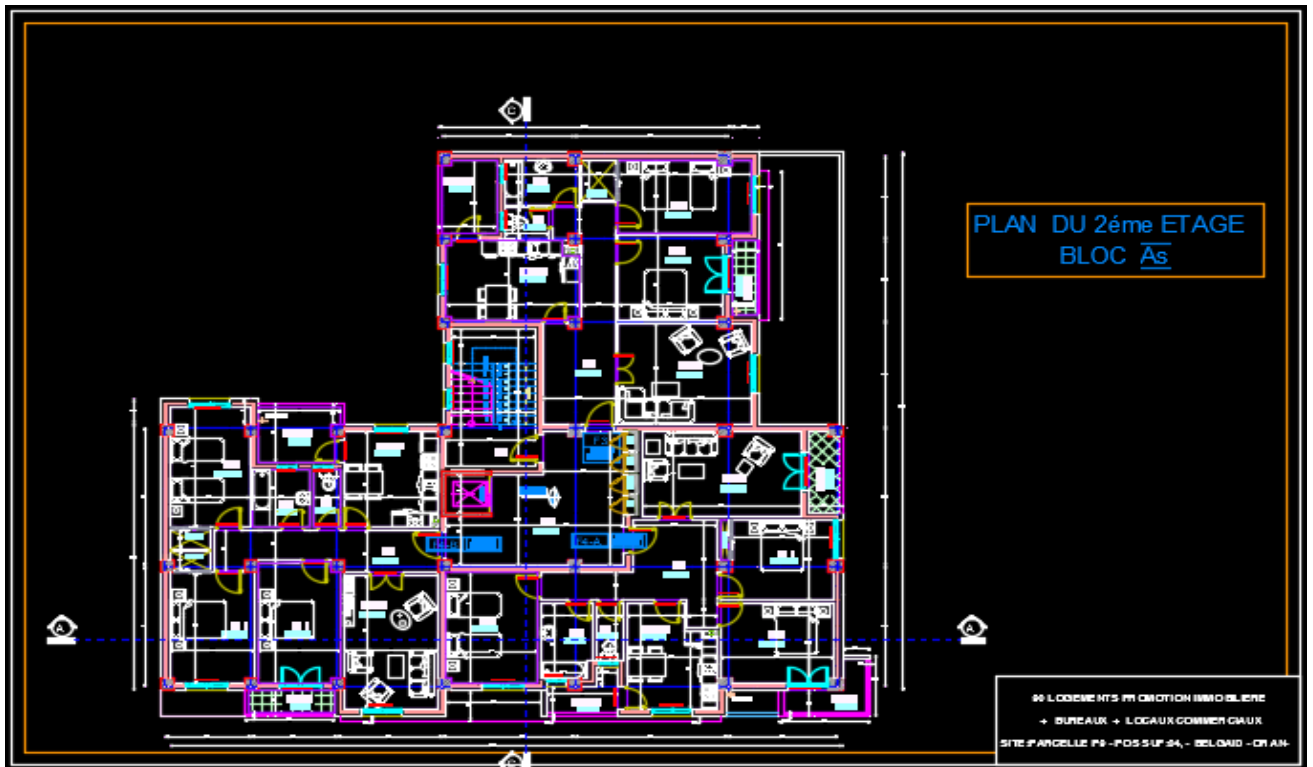


Figure I.5. Vue en plan d'étages (2 ; 6)

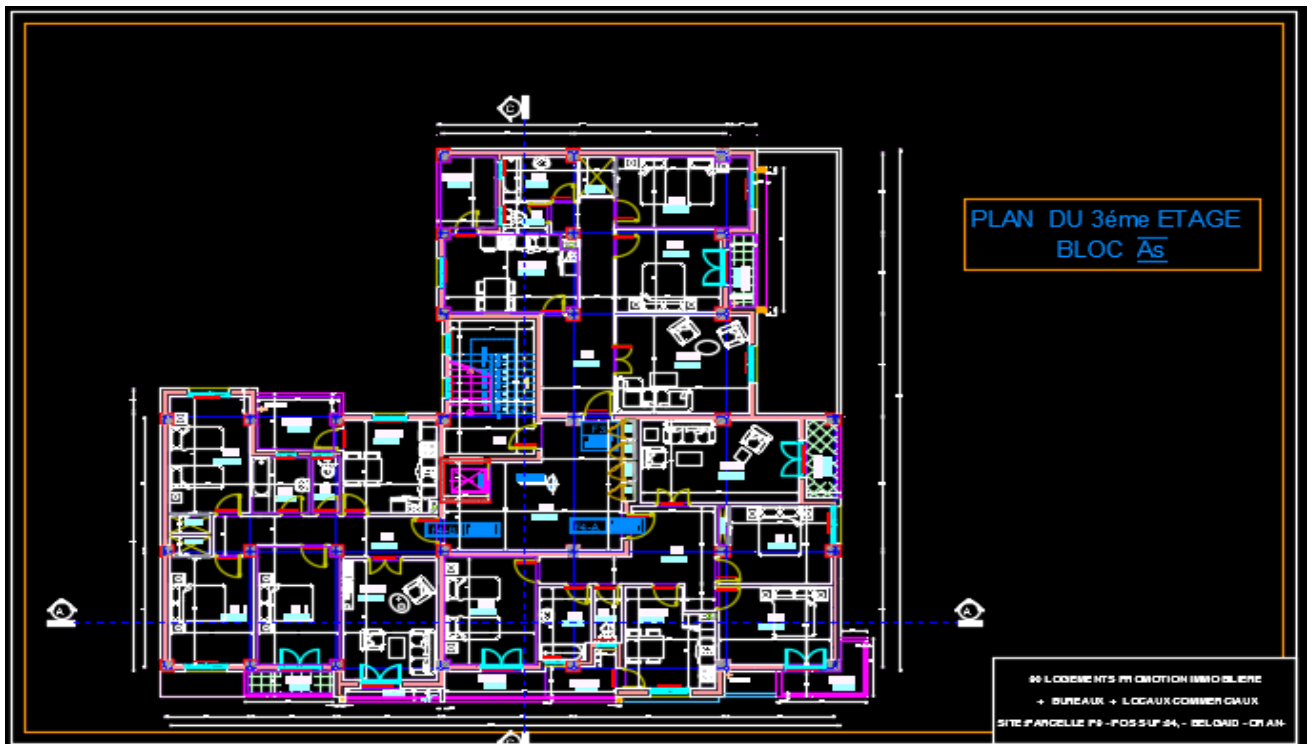


Figure I.6. Vue en plan d'étage (3 ; 8)



Figure I.7. Vue en plan d'étage (4 ; 10)



Figure I.8. Vue en plan d'étage (5 ; 9)



Figure I.9. Vue en plan 7^{ème} étage

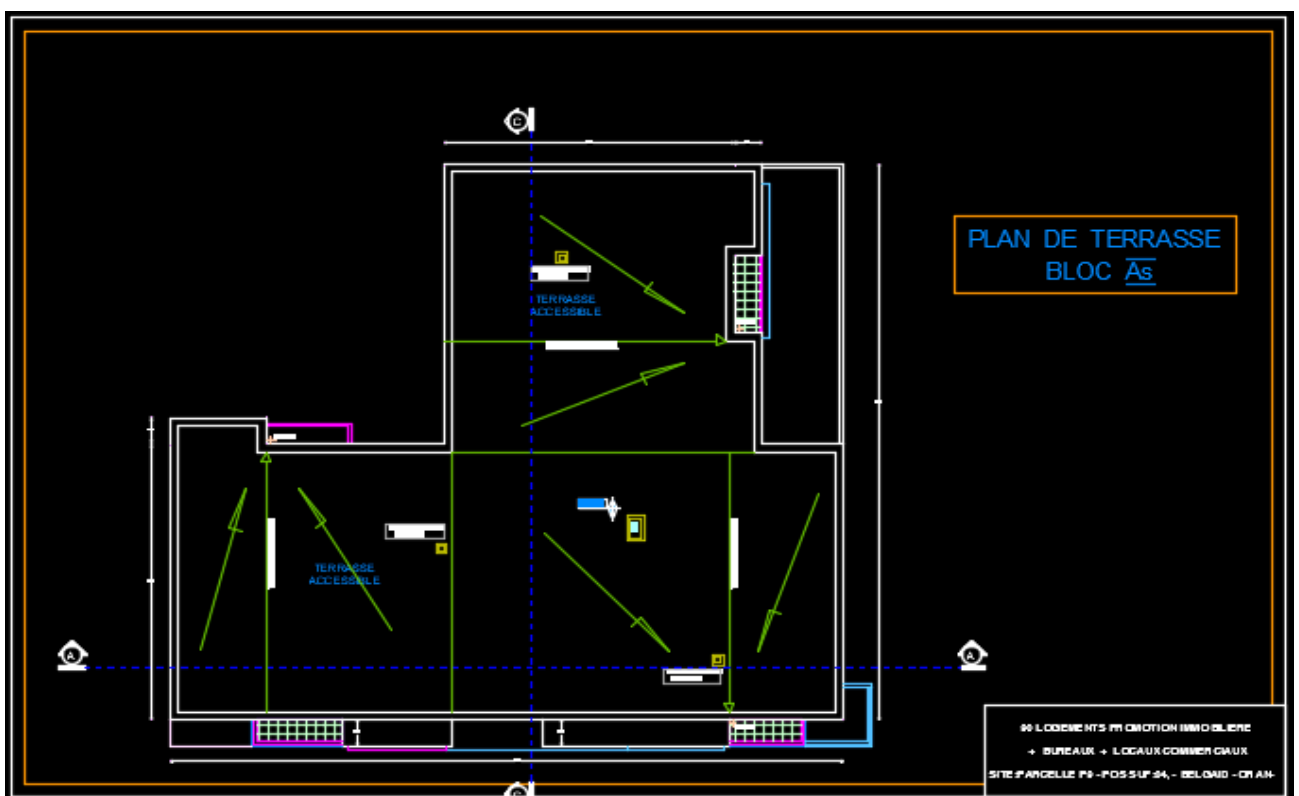


Figure I.10. Vue en plan de la Terrasse Accessible

Les cotations entre les axes des poteaux sont résumées dans la figure suivante :

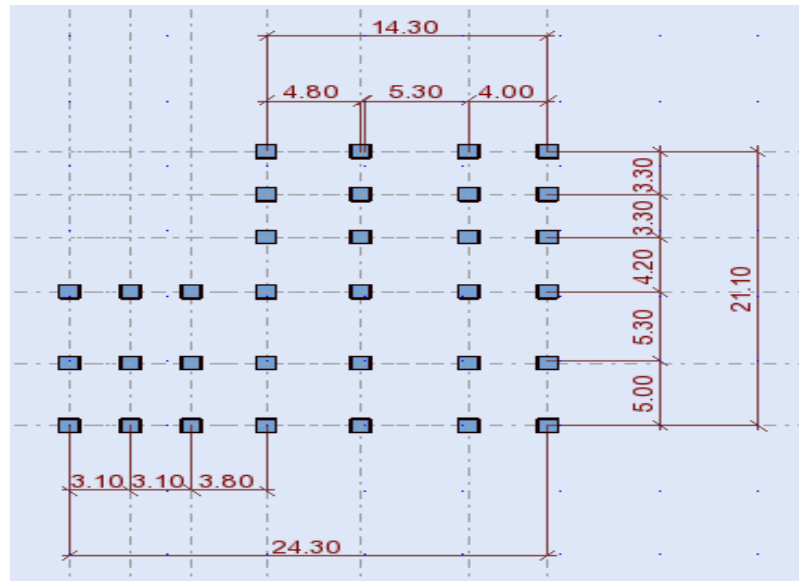


Figure I.11. Les cotations entre les axes des poteaux .

3- Caractéristiques géotechnique du sol :

- Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,
- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5$ bars pour un ancrage $D = 1,50$ m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) .

4- Les éléments de la construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- **Les fondations** : qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- **La structure ou ossature** : qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- **Les murs porteurs** : qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- **Les cloisons intérieures ou murs de refends** : qui peuvent être parfois intégrés à la structure.

5- Données sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

-La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.

-Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S1).

- **Les charges :**

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés. Elles sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

6- Conception de la structure :

a. Planchers :

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

b. Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constitué par des poteaux et des poutres.

c. Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

d. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur.

e. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré 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. Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d hauteur.

f. Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité, de température et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est **(15 + 10) cm**, séparés par une lame d'air de **5 cm**.
- Les murs intérieurs de **10 cm** d'épaisseur en briques creuses.

g. Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieurs

h. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

i. Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

7-Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux

règlements ci-après :

- **Le CBA93** (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- **Le RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).- **Le BAEL 91**(Béton Armé Aux Etats Limites).
- **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

8- Notion d'états limites :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

A. Les états limites ultimes (E.L.U) :

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre.
- L'équilibre statique.

➤ Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ✓ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ✓ le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- ✓ Le diagramme des déformations limites d'une section satisfait à la règle dite des pivots c'est-à-dire:
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

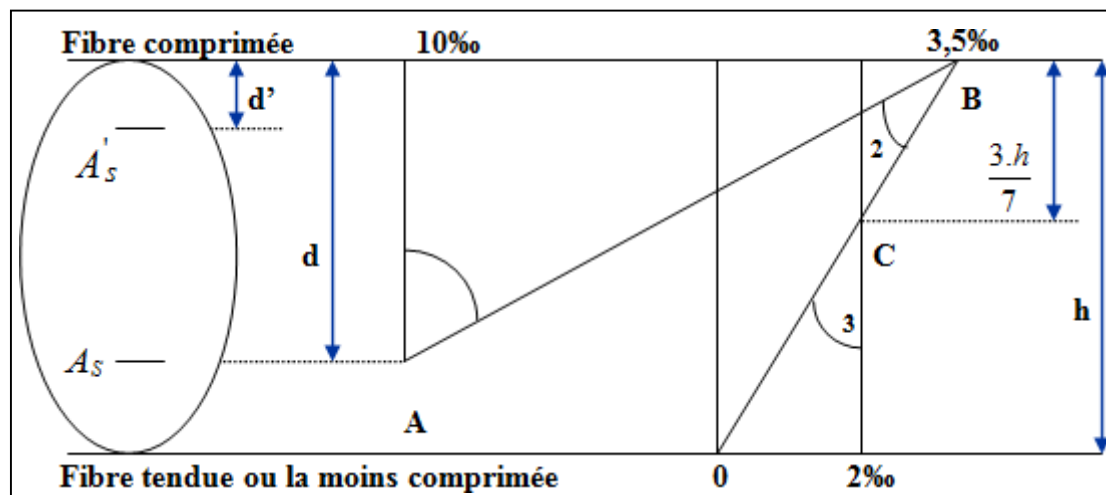


Figure 1.12. Diagramme des déformations limites de la section

B. État limite de service : (ELS)

Il est lié conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

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

➤ Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ✓ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ✓ le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$). $n = 15$: coefficient d'équivalence.

9- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ Concept du Béton Armé :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

▪ Le béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

▪ Résistance du béton :

- Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 . Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \quad (\text{Art A. 2. 1, 11 CBA93})$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$

$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j}$	si $j < 60$ jours
$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	si $j > 60$ jours

- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$

$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j}$	si $j < 28$ jours
$f_{cj} = f_{c28}$	si $j > 28$ jours

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à **25MPa**.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0.60 + 0.06 f_{cj}$	si $f_{cj} \leq 60MPa$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3}$	si $f_{cj} > 60MPa$ (Annexe F BAEL91)

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25MPa \rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$

- **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané E_{ij}
- Module de Young différé E_{vj}

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{vj} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.2 CBA93})$$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU

Et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

- **Module d'élasticité transversale**

Il est donné par :

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

$G = 0,4 E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0,5 E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

- **L'acier :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- 1) **Les treillis soudés (TR) :**

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

- 2) **Les ronds lisses (RL) :**

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

- Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.
- Les nuances des aciers utilisées sont : Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de $FeE400$ de limite élastique de **400MPa**.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance $FeE235 \text{ Mpa}$ avec $\emptyset 6$.

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Pour } \varepsilon_{sc} < \varepsilon_s < 10\text{‰} \quad \text{Tel que} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \varepsilon_s: \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$

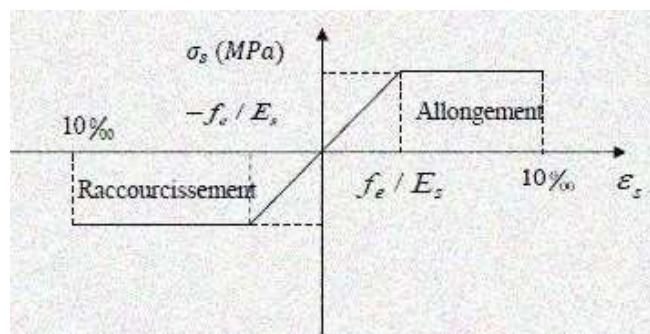


Figure 1.13. Diagramme contraintes déformations.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ **État limite de service (ELS) :**

Selon le **BAEL91** la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction du type de la fissuration.

Fissuration peu nuisible (FPN) → aucune vérification à faire.

Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93(A.4.5.3.3)}$$

Fissuration très nuisible (ouvrage en mer) Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

Avec coefficient de fissuration :

$\eta = 1 \dots \dots \dots$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6 \dots \dots$ pour les HA.

10- Actions et sollicitations

➤ Les actions :

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées aux déformations imposées à une construction. On distingue :

Les actions permanentes notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Le poids propre de la structure
- La poussée des terres et liquides.

Les actions variables notées G , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges dues à l'effet de température.

Les charges appliquées en cours d'exécution.

Les actions accidentelles, notées FA provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

➤ **Les sollicitations**

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable

$$\mathbf{ELU : 1.35G + 1.5Q}$$

$$\mathbf{ELS : G + Q}$$

- Situation accidentelle

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0.8 G \pm Ex$$

$$0.8 G \pm E$$

Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Sommaire du Chapitre II

1. Évaluation des charges et surcharges :.....	18
a. Plancher terrasse :.....	18
b. Plancher étage courant.....	19
c. Balcons (dalle pleine) :.....	19
d. Sous sol 2 (dalle pleine) :	20
e. Murs extérieurs :.....	20
f. - Les escaliers :.....	21
2. Pré dimensionnement des éléments résistants :.....	22
1. Les planchers :.....	22
3. Pré dimensionnement des éléments porteurs :.....	23
a. Pré dimensionnement des poutres :.....	23
b. Les poutrelles :	25
i. Définition	25
ii. Disposition des poutrelles :	25
c. Voiles du contreventement :.....	26
d. Pré dimensionnement des poteaux :	27
e. Conclusion :	36
4. Pré dimensionnement des escaliers.....	38

Liste des Tableaux :

Table II.1. Charge due à dalle pleine (sous sol 02)	20
Table II.2. Charge permanente du mur extérieur	20
Table II.3. Evaluation des charges permanente de paillasse	21
Table II.4. Évaluation des charges permanente du palier.....	21
Table 4-1 : La loi de dégression des surcharges.....	31
Table 4-2 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux	32
Table 4-3Récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux.....	34
Table 4-4Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003.....	35
Table 4-5Vérification des poteaux au flambement.....	36
Table 4-6Caractéristiques des éléments structuraux :	37

Liste des figures :

Figure II.1. Les composants du plancher de la terrasse accessible	18
Figure II.2. Coupe plancher étage courant	19
Figure II.3. Mur extérieur	20
Figure II.4. Coupe verticale du plancher	22
Figure II.5. Schéma des poutrelles	25
Figure II.6. Coupe d'un voile en plan contreventement en élévation	26
Figure II.7. Schéma descriptif de coupe de voile de contreventement	27
Figure II.8. Schéma de l'escalier.....	38

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants .Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99, BAEL91** et **DTRB.2.2**. Les résultats obtenus n'étant pas définitifs, ils peuvent augmenter vérifications dans la phase du dimensionnement.

1. Évaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a. Plancher terrasse :

La terrasse est une zone accessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

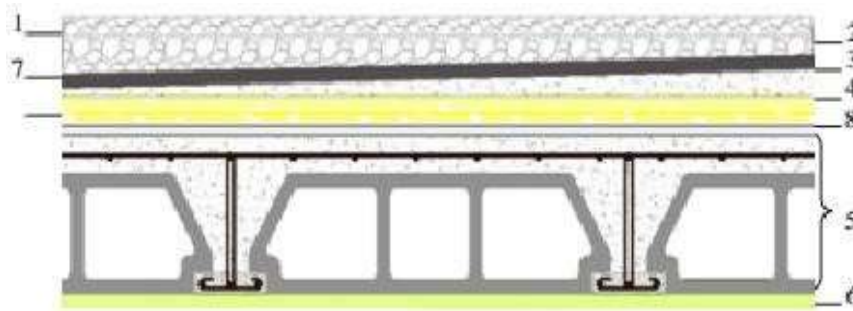


Figure II.1. Les composants du plancher de la terrasse accessible

Table II.1. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Designation des elements	Épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de pente	0.1	2.20
Plancher corps creux (20+4)	0.24	3.30
Dalle pleine	0.18	4.5
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$G = 6.78 \text{KN/m}^2$
 $Q = 1.50 \text{KN/m}^2$

b. Plancher étage courant

Les planchers des étages courant sont en corps creux :

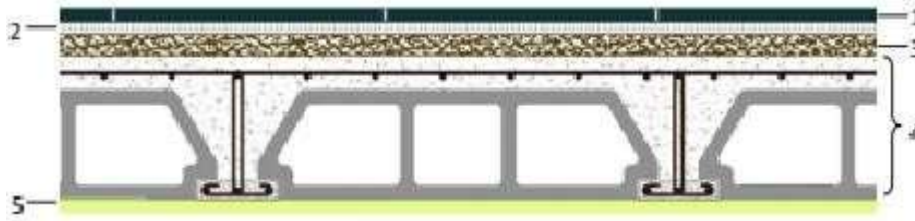


Figure II.2. Coupe plancher étage courant

Évaluation des charges permanente du plancher courant :

Table II.2. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Designation des elements	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Corps creux (20+4)	0.24	3.30
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 5.66 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{KN/m}^2$$

La charge d'exploitation du plancher de sous sol 1 : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

c. Balcons (dalle pleine) :

Nos balcons sont en dalle pleine :

Table II.3. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Dalle pleine en béton armé	0.18	4.5
Enduit de plâtre	0.02	0.20

d. Sous sol 2 (dalle pleine) :

Table II.1. Charge due à dalle pleine (sous sol 02)

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.18	4.5
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Cloison de separation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36

$G = 6.11 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

e. Murs extérieurs :

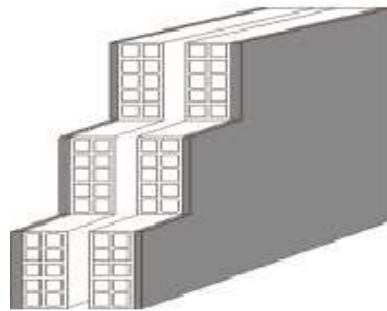


Figure II.3. Mur extérieur

Table II.2. Charge permanente du mur extérieur

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de platre	0.020	0.40
Brique creuse	0.020	0.40
Brique creuse	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.020	0.36

$G = 2.76 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente des murs intérieurs (parois simple) : **G = 138 Kg/m²**

f. - Les escaliers :

a- La volée : (paillasse)

Table II.3. Evaluation des charges permanente de paillasse

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.4
Revêtement verticale	0.020	0.22
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.15/(cos29.54)	4.31
Enduit de plâtre	0.02/(cos29.54)	0.57

$$G = 8.13 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

b- Palier :

Table II.4. Évaluation des charges permanente du palier

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.4
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Dalle en béton armé	0.18	4.5
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

La charge permanente (niveau sous sol 1) :

$$G = 2.76 \times (3.40 - 0.40) = 8.28 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.76 \times (3.40 - 0.35) = 8.42 \text{ KN/m}$$

La charge permanente (niveau sous sol 2) :

$$G = 2.76 \times (3.06 - 0.40) = 7.34 \text{ KN/m.}$$

La charge permanente (niveau RDC et étage courant) :

$$G = 2.76 \times (3.06 - 0.40) = 7.34 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.76 \times (3.06 - 0.35) = 7.48 \text{ KN/m}$$

2. Pré dimensionnement des éléments résistants :

1. Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

➤ Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée :

$$ht = L_{\max} / 22.5$$

Avec :

- **ht** : Épaisseur du plancher.
- **L_{max}** : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Nous avons :

$$ht \geq L_{\max} / 22.5 \rightarrow ht \geq 550 / 22.5 = 24.44 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur : $ht = (20+4) \text{ cm}$:

4cm : épaisseur de la table de compression

20cm : épaisseur du corps creux.

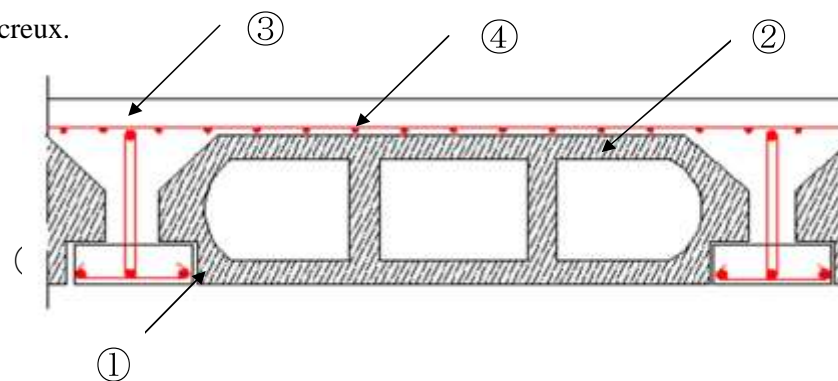


Figure II.4. Coupe verticale du plancher

- | | |
|----------------|--------------------------|
| ① -Poutrelle | ③ -Treillis soudé |
| ② -Corps creux | ④ - Dalle de compression |

➤ Dalle pleine :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de la forme rectangulaire, dont l'un des directions (l'épaisseur **h**) est petite par rapport aux deux autres (les portées **lx** et **ly**).

Pré-dimensionnement des dalles pleines :

$$e \geq 100/20 \rightarrow e \geq 5\text{cm}$$

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1,2,3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance au feu :**
- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow e = 7\text{cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow e = 11\text{cm}$.
- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow e = 17.5\text{cm}$.

Isolation phonique :

$$e \geq 13\text{cm}$$

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à :

$$e = 18\text{cm}$$

3. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

a. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place dans le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon **BAEL91**, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

$$\text{Critère de rigidité : } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

✓ **Vérification : d'après R.P.A 99 vers 2003**

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

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

❖ **Poutres principales [p.p] :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L_{\max} = 550\text{cm}$$

$$550/15 \leq h \leq 550/10 \rightarrow 36.6 \leq h \leq 55 \text{ On prend } h=40\text{cm.}$$

On adopte pour : **h = 40cm.**

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ On prend } b=35\text{cm.}$$

On opte pour : **b = 35 cm.**

- $h \geq 30\text{cm}$ $40 \geq 30\text{cm}$ C.V
- $b \geq 20\text{ cm}$ $35 \geq 20\text{ cm}$ C.V
- $h/ b \leq 4$ $1.14 \leq 4$ C.V

Section adoptée : Poutres Principales PP (35x40) cm²

✓ **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage, leur hauteur donnée par :

$$420/15 \leq h \leq 420/10 \rightarrow 28 \leq h \leq 42 \text{ On prend } h=40\text{cm.}$$

On opte pour : **h = 40cm**

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ On prend } b=30\text{cm}$$

On opte pour : **b = 30 cm**

✓ **Vérification des conditions sur RPA**

- $h \geq 30\text{cm}$ $40 \geq 30\text{cm}$ C.V
- $b \geq 20\text{ cm}$ $30 \geq 20\text{ cm}$ C.V
- $h/ b \leq 4$ $1.33 \leq 4$ C.V

Section adoptée : Poutres secondaires (30x40) cm².

b. Les poutrelles :

i. Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

ii. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis (car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche).

la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et **les poutrelles sont parallèles à l'axe Y**

Pré dimensionnement des poutrelles :

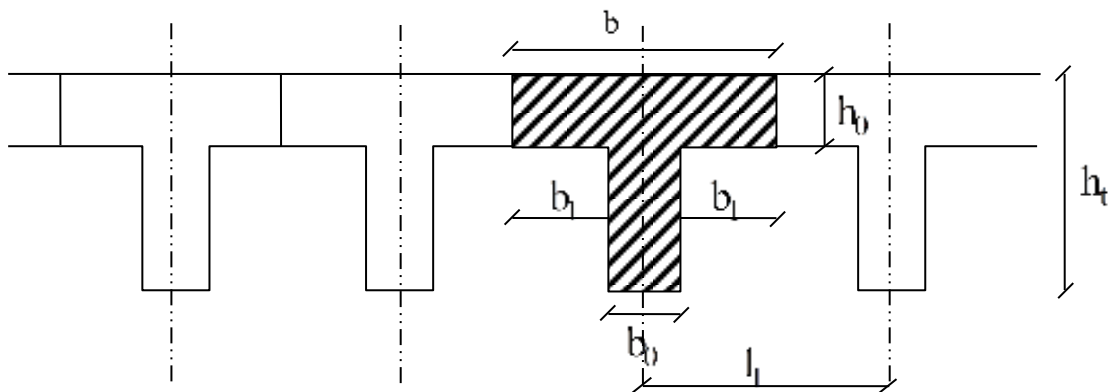


Figure II.5. : Schéma des poutrelles

Pour la largeur de la nervure on va prendre : **b₀ = 12 cm**

$$\text{Selon le B.A.E.L 83[1]} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n: La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à **65 cm**.

$h_t = (20+4)\text{cm}$: **4cm** : épaisseur de la table de compression.

20cm : épaisseur du corps creux

c. Voiles du contreventement :

Sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

- $L \geq 4 \times e$

Et

- $e \geq h_e/20$

D'où :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

✓ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):**

Pour le RDC et pour l'étage courant :

$$e \geq (306-20)/20 = 14.3\text{cm}$$

On prendra : **$e = 20\text{cm}$**

- $L \geq 4 \times 20$
- $L \geq 80\text{ cm}$

\Rightarrow Conditions vérifiées

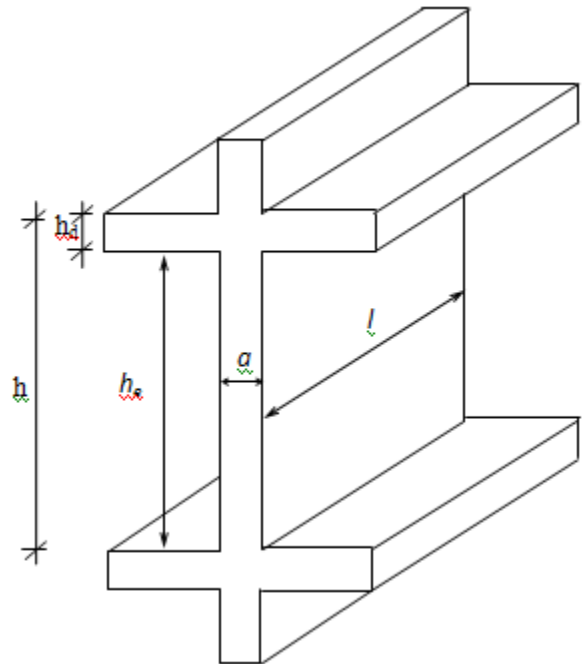


Figure II.6. Coupe d'un voile en plan contreventement en élévation.

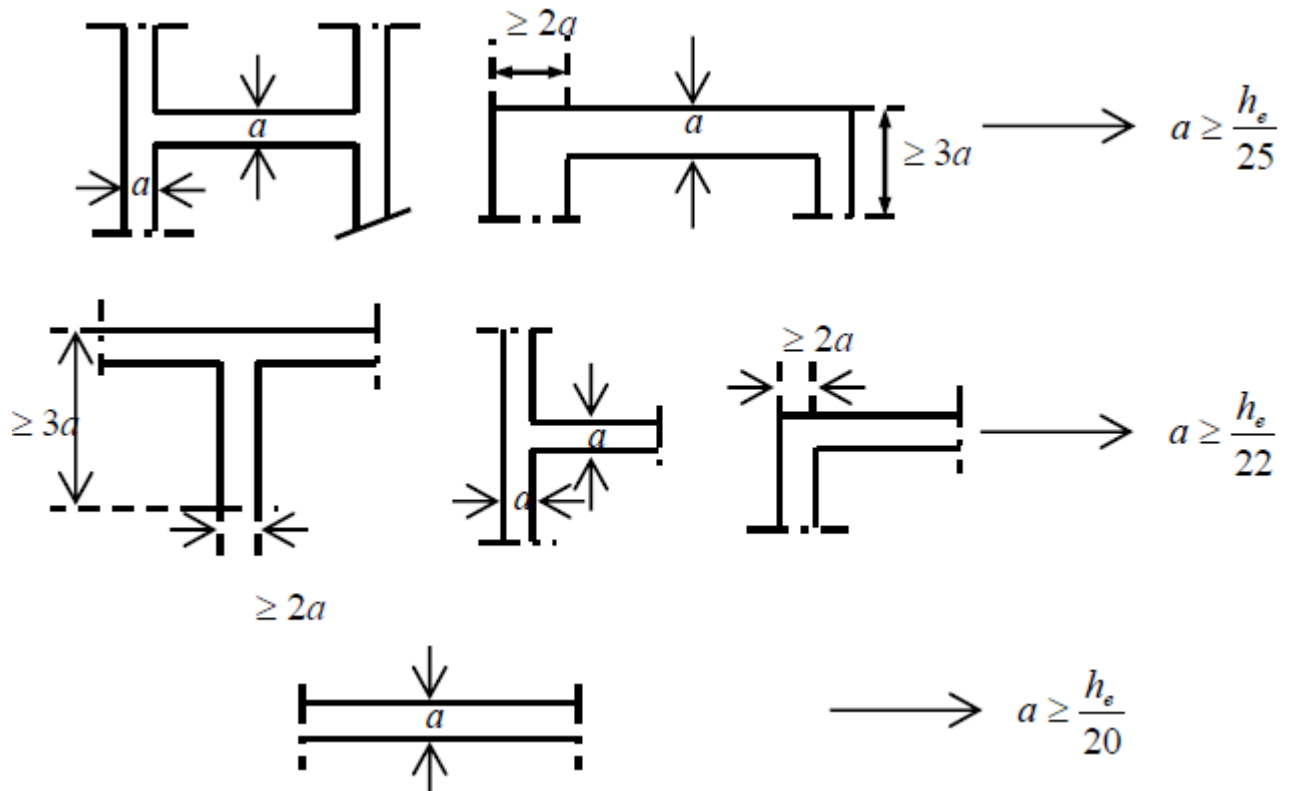


Figure II.7. Schéma descriptif de coupe de voile de contreventement

d. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- ✓ Critère de résistance.
- ✓ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ✓ Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On a :

$$Br \geq \frac{k\beta Nu}{(0,9f_{bu}) + (0,85100).f_{ed}}$$

Dans notre cas :

$$k=1, f_{c28}=25\text{Mpa}, f_e=400\text{Mpa}, \gamma_b=1,5; \gamma_s=1,15; f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} \cdot 1,5 = 14,2\text{Mpa};$$

$$f_{ed} = 400/1,15 = 348\text{Mpa}.$$

Avec : $\lambda = l_f \sqrt{(12)/a} \rightarrow l_f$: la longueur de flambement.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à

$$\lambda = 35.$$

$$\text{Et on a : } \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times (50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{D'où : } \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

$$\text{Et : } \beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1,2$$

$$Br \geq (k \beta N_u) / ((\sigma_{fbu} / 0,9) + (0,85/100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1,1,2 \cdot N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2/0,9) + (0,85/100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rightarrow Br = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

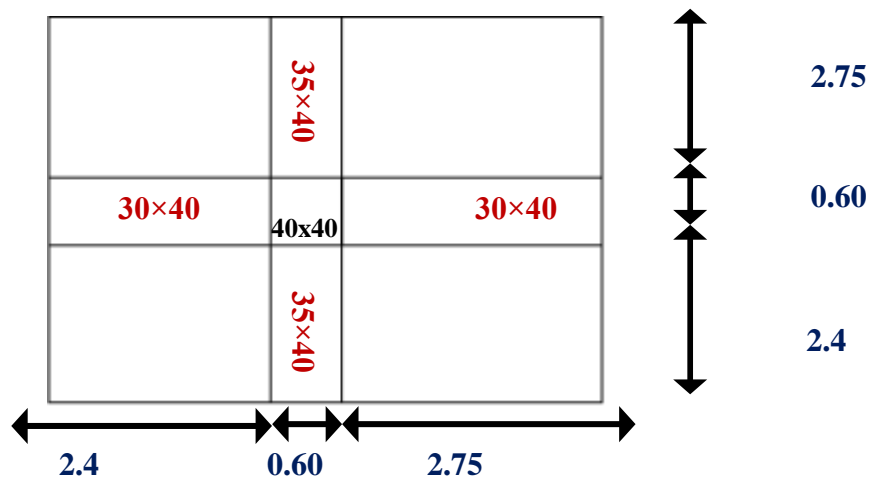
Préalablement on adopte les sections des poteaux suivant ces deux conditions pour pouvoir tenir compte leurs poids propres pour calculer l'effort N_u

$$\text{On a : selon (BAEL 91, article : B.8.3, 3)} \rightarrow a = l_f \sqrt{(12)/\lambda}$$

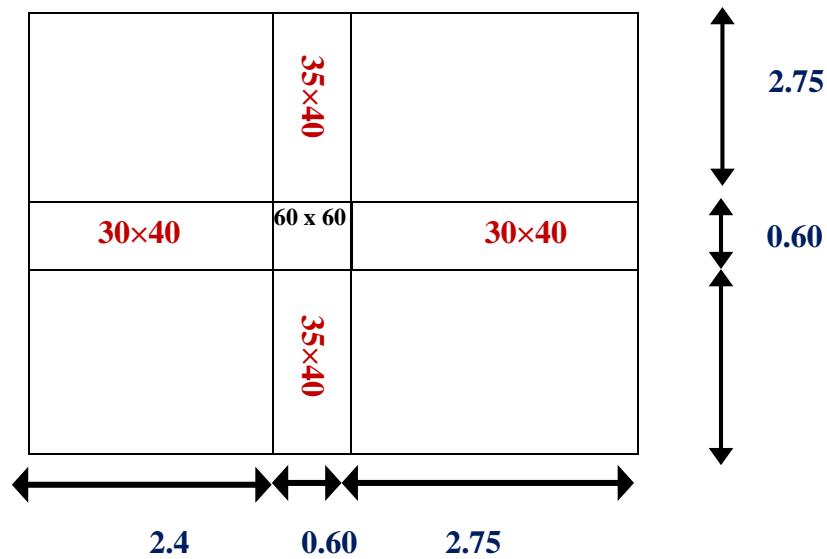
Et on fixe $\lambda=35$ pour tenir compte la totalité des armatures

$$l_f = 0,707 \cdot L_0$$

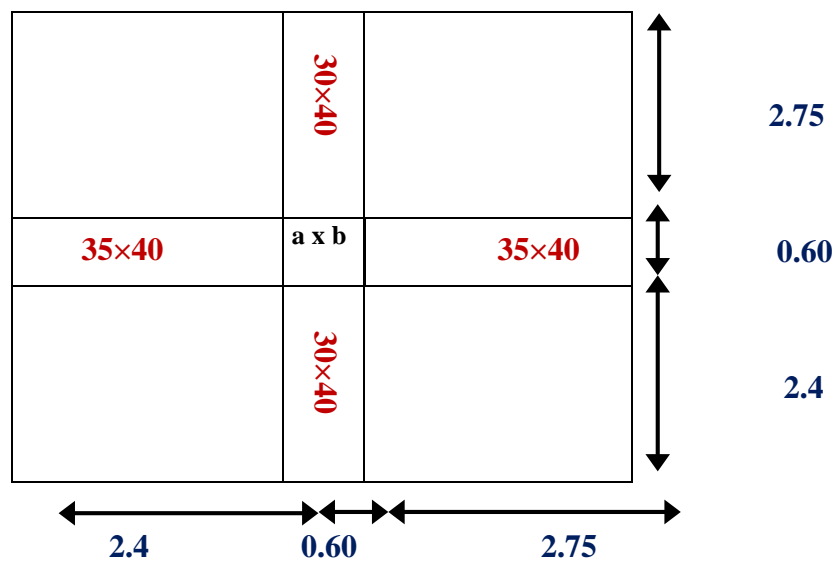
➤ Poteau intermédiaire 2^{ème} sous sol :



- Poteau intermédiaire 1^{ème} sous sol:



- Poteau intermédiaire : RDC + 1^{ère} + 2^{ème} + 3^{ème} + 4^{ème} + 5^{ème} + 6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème} + 9^{ème} + 10^{ème} :



- ✓ Surfaces afférentes du poteau le plus Sollicité :

$$S_1 = 2.4 \times 2.75 = 6.6 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.75 \times 2.75 = 7.56 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.4 \times 2.4 = 5.76 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.75 \times 2.4 = 6.6 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 26.52 \text{ m}^2$$

✓ Les longueurs des poutres sont données par :

$$L_{pp} = 5.15\text{m}$$

$$L_{ps} = 5.15\text{m}$$

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,4 \times 0,35 \times 5.15 = 18.025\text{KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 5.15 = 15.45\text{KN}$$

$$G_{poutres} = 33.475\text{ KN}$$

✓ Les charges transmises au poteau le plus sollicité :

Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit:

$$G_{terrasse\ acc} = G_t \times S = 6,78 \times 26.52 = 179,806\text{ KN}$$

$$G_{plancher} = G_p \times S = 5,66 \times 26.52 = 150.103\text{ KN}$$

✓ Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$$Q_{terrasse\ acc} = 1.5 \times 26.52 = 39.78\text{KN}$$

$$Q_{plancher} = 1,5 \times 26.52 = 39.78\text{ K.}$$

➤ **Loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse accessible

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs. Etage terrasse $Q_{cum} = Q_0$

$$10^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + Q_1$$

$$9^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$8^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$7^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$1^{\text{ère}} \text{ étage : } Q_{cum} = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$1^{\text{ère}} \text{ sous sol : } Q_{cum} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

$$2^{\text{ème}} \text{ sous sol : } Q_{cum} = Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

Table 3-1 : La loi de dégression des surcharges

Etages	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)	Loi de dégression de charge	\sum charges d'exploitations
Terrasse acc	Q ₀ =1.5	$\Sigma_0 = Q_0$	1.5
10 ^{ème} étage	Q ₁ =1.5	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3
9 ^{ème}	Q ₂ =1.5	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_0 + Q_1)$	4.35
8 ^{ème}	Q ₃ =1.5	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.55
7 ^{ème}	Q ₄ =1.5	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.6
6 ^{ème}	Q ₅ =1.5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.5
5 ^{ème}	Q ₆ =1.5	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8.25
4 ^{ème}	Q ₇ =1.5	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.96
3 ^{ème}	Q ₈ =1.5	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.78
2 ^{ème}	Q ₉ =1.5	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.54
1 ^{ère}	Q ₁₀ =1.5	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	11.25
RDC	Q ₁₁ =1.5	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	12.06
1 ^{er} S_SOL	Q ₁₂ =2.5	$\Sigma_{12} = Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	12.84
2 ^{ème} S_SOL	Q ₁₃ =5	$\Sigma_{13} = Q_0 + 0.61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$	13.4

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau

Table 3-2 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux

NIVEAUX	Éléments	NG =G x S (KN)	Nq =Q x S (KN)
Terrasse acc	Plancher	179.806	39.78
	terrasse acc	33.475	
	Poutres	Total NG = 213.281	
10 ^{ème} étage	Plancher	150.103	79.56
	courant	33.475	
	Poutres	0.3x0.3x25x3.06 = 6.885	
	Poteau	213.281	
	Revenant	Total NG =403.744	
9 ^{ème}	Plancher	150.103	115.362
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	403.744	
	Revenant	Total NG =594.207	
8 ^{ème}	Plancher	150.103	147.186
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	594.207	
	Revenant	Total NG =784.67	
7 ^{ème}	Plancher	150.103	175.032
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	784.67	
	Revenant	Total NG = 975.133	
6 ^{ème}	Plancher	150.103	198.9
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	975.133	
	Revenant	Total NG = 1165.596	
5 ^{ème}	Plancher	150.103	218.79
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	1165.596	
	Revenant	Total NG =1356.059	
4 ^{ème}	Plancher	150.103	237.62
	courant	33.475	
	Poutres	6.885	
	Poteau	1356.059	
	Revenant	Total NG = 1546.522	

3 ^{ème}	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	150.103 33.475 6.885 1546.522 Total NG = 1736.985	259.36
2 ^{ème}	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	150.103 33.475 6.885 1736.985 Total NG = 1927.448	279.52
1 ^{ère}	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	150.103 33.475 6.885 1927.448 Total NG =2117 .911	298.35
RDC	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	150.103 33.475 6.885 2117.911 Total NG = 2308.374	319.83
1 ^{er} S_SOL	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	150.103 33.475 $0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.4 = 10.41$ 2308.374 Total NG =2502.362	340.52
2 ^{ème} S_SOL	Plancher courant Poutres Poteau Revenant	$6.11 \times 26.52 = 162.04$ 33.475 $0.4 \times 0.4 \times 25 \times (3.06 + 0.8) = 15.44$ 2502.362 Total NG = 2713.317	355.37

• **Commentaire :**

.Dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

De **15%** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

De **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

D'après le RPA, on major Br par 20% pour tenir compte des effets du séisme.

Alors:

$$Br = (a - 0.02)^2 \%$$

$$a = \sqrt{1.2Br} + 0.02$$

Table 3-3 Récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux

NIVEAU X	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu= 1,35*Ng+1, 5*N q	Nu x 1.1	Br=Nu* 0,64 (cm)	1.2Br	a(c m)	section (axb)
10 ^{ème}	403.744	79.56	663.64	730	467.2	560.64	23.7	50x50
9 ^{ème}	594.207	115.362	975.22	1072.74	686.55	823.86	28.7	50x50
8 ^{ème}	784.67	147.186	1280.08	1408.09	901.18	1081.41	33	50x50
7 ^{ème}	975.133	175.032	1578.032	1735.83	1110.93	1333.12	36.5	55x55
6 ^{ème}	1165.596	198.9	1871.9	2059.09	1317.82	1581.38	39.8	55x55
5 ^{ème}	1356.059	218.79	2158.86	2374.75	1519.84	1823.8	42.7	55x55
4 ^{ème}	1546.522	237.62	2444.23	2688.65	1720.73	2064.87	45.5	55x55
3 ^{ème}	1736.985	259.36	2733.97	3007.37	1924.71	2309.65	48.1	55x55
2 ^{ème}	1927.448	279.52	3021.33	3323.46	2127.01	2552.41	50.5	60x60
1 ^{ère}	2117.911	298.35	3306.7	3637.37	2327.92	2793.5	52.9	60x60
RDC	2308.374	319.83	3596.05	3955.65	2531.61	3037.93	55.1	60x60
1 ^{er} S_Sol	2502.362	340.52	3888.97	4277.87	2737.83	3285.4	57.3	60x60
2 ^{ème} S_Sol	2713.317	355.37	4196.03	4615.63	2954	3544.8	59.6	60x60

✓ Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003 :

- Zone IIa :

Table 3-4Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003

Etages	Dimensions (a ;b) cm ²	Condition (1) Min(a;b)≥25	He/20	Conditions(2) Min (a;b) ≥He/20	a/b	Condition (3) ¼ < a/b < 4
10	50 × 50	Vérifiée	14.1	Vérifiée	1	Vérifiée
9						
8						
7						
6	55 × 55	Vérifiée	14.1	Vérifiée	1	Vérifiée
5						
4						
3						
2	60 × 60	Vérifiée	14.1	Vérifiée	1	Vérifiée
1						
RDC						
Sousol 1						
Sousol 2			16.1		1	Vérifiée

Vérification au flambement :

$$\Lambda = L_f / i \leq 35$$

Avec : $L_f = 0.7 \times L_0$ Longueur de flambement.

$L_0 =$ (hauteur de l'étage - hauteur de la poutre)

$$B = a \times b$$

$$I = \frac{ab^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_0 = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 300 = 210 \text{ cm} \quad \text{Donc : } b \geq 210 \div 14,4 = 14,58 \text{ cm.}$$

Donc :

$$b = 60 > 14,58 \text{ cm} \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

$$b/4 \leq h \leq 4.b$$

Récapitulatif des sections des poteaux

$$55/4 \leq h \leq 4 \times 60$$

$$15 \leq h \leq 240$$

On prend : **h=60cm**

Table 3-5 Vérification des poteaux au flambement

Etages	Dimension s (a ;b) cm ²	L0	Lf	I	B	i	λ
10 9 8	50 × 50	306	214.2	520833.33	2500	14.43	14.84 < 35
7 6 5 4 3	55 × 55	306	214.2	762522.08	3025	15.88	13.48 < 35
2 1 RDC Sous sol 1	60 × 60	306	214.2				12.36 < 35
Sous sol2	60 × 60	340	238	1080000	3600	17.32	13.74 < 35

e. Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.
Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Table 3-6 Caractéristiques des éléments structuraux :

Eléments	La largeur (cm)	La hauteur (cm)
Poutres principales	35	40
Poutres secondaires	30	40
Poteau du sous sol 2	60	60
Poteau du sous sol 1	60	60
Poteau RDC	60	60
Poteau de l'étage 1	60	60
Poteau de l'étage 2	60	60
Poteau de l'étage 3	55	55
Poteau de l'étage 4	55	55
Poteau de l'étage 5	55	55
Poteau de l'étage 6	55	55
Poteau de l'étage 7	55	55
Poteau de l'étage 8	50	50
Poteau de l'étage 9	50	50
Poteau de l'étage 10	50	50
Voile	20	

4. Pré dimensionnement des escaliers

les escaliers sont des élément composées d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé , métallique ou bois , dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place . Les dimensions caractérisant un escalier sont :

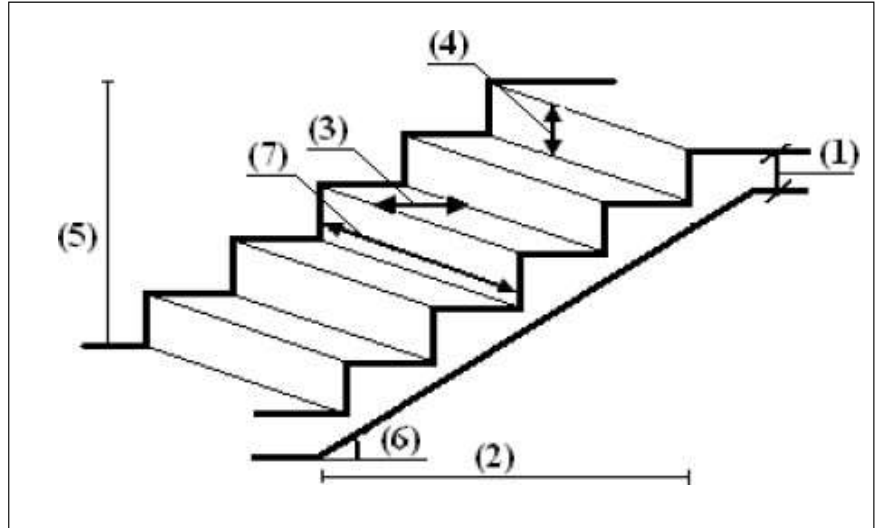


Figure II.8. Schéma de l'escalier

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos).
- (2) : L_0 (projection horizontale de la paillasse).
- (3) : g (Giron) largeur de la marche .
- (4) : h (Hauteur du contre marche).
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée).
- (6) : a (Inclinaison de la paillasse).

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**
 - la hauteur des contres marches (h) se situe entre 14 et 18cm
 - Le giron (g) situe entre 25 et 32cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de **BLONDEL** vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$59 \leq g+2xh \leq 64 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est donnée par : $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches h à 17cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$n = 153/17 = 9$ contres marches

Le nombre de marche est $(n-1) = 8$ marches

$g = L_0/(n-1) = 240/8 = 30\text{cm}$

Ce qui donne d'après la formule : $g = 30\text{ cm}$, donc la formule de **BLONDEL** est vérifiée.

- **L'angle de raccordement a :**

$$\tan(a) = h/g = (0.17/0.30) = 0.56 \quad \text{donc} \quad a = 29.54^\circ$$

- **Détermination de la largeur de la pailasse :**

$$L_p = H/\sin a = 153/\sin 29.54 = 310\text{cm}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la pailasse :**

$$L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \quad 10.34 \leq e \leq 15.50 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15\text{cm}$ pour toute les volées.

Sommaire du Chapitre III

INTRODUCTION :	40
1. ÉTUDE DU PLANCHER :	40
❖ Calcul des poutrelles :	40
❖ Les types des poutrelles	41
❖ Méthode de calcul :	42
Évaluation des sollicitations sur les poutrelles :	44
a. Combinaison de charge :	45
b. Calcul à l'état limite ultime :	45
c. Calcul à l'état limite de service :	47
3. CALCUL DU FERRAILLAGE :	63
a. Calcul des armatures longitudinales :	63
b. Condition de non fragilité :	65
c. Vérification des contraintes tangentielle du béton :	65
d. Calcul des armatures transversales :	66
e. Espacement des armatures transversales :	66
f. Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :	66
g. Vérification à l'ELS :	66

Liste des Tableaux :

Table III.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles	44
Table III.2. Tableau récapitulatif de poutrelle type 1 de plancher terrasse accessible	56
Table III.3. Tableau récapitulatif de poutrelle type 1 de plancher Étage courant.....	56
Table III.4. Tableau récapitulatif de poutrelle type 2 de plancher terrasse accessible.....	60
Table III.5. Tableau récapitulatif de poutrelle type 2 de plancher Étage courant.....	62
Table III.6. Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximums	63
Table III.7. Vue en plan d'étage (4 ; 10)	05
Table III.8. Vue en plan d'étage (5 ; 9)	05
Table III.9. Vue en plan 7 ^{ème} étage	06
Table III.10. Vue en plan de la Terrasse Accessible	06
Table III.11. Les cotations entre les axes des poteaux	07
Table 1.12. Diagramme des déformations limites de la section	11
Table 1.13. Diagramme contraintes déformations	15

Liste des Figures

Figure III.1. Schéma statique des poutrelles	41
Figure III.2. Poutre à deux travées	43
Figure III.3. Le Moment Poutre à plusieurs travées	44
Figure III.4. Poutre à deux travées	44
Figure III.5. Poutre à plusieurs travées	44
Figure III.6. Diagramme des moments à L'ELU.....	49
Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	49
Figure III.8. Diagramme des moments à L'ELS	50
Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	50
Figure III.10. Diagramme des moments à L'ELU	54
Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	55
Figure III.12. Diagramme des moments à L'ELS	55
Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	55
Figure III.14. Diagramme des moments à L'ELU	59
Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	59
Figure III.16. Diagramme des moments à L'ELS	59
Figure III.17. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	60
Figure III.18. Dimensions des poutrelles	63
Figure III.19. Tabelau de ferrailag	67

Introduction :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges verticales (permanente et d'exploitation) et puis les transmettent aux éléments porteurs, et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

1. Étude du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($20+4=24\text{cm}$)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

❖ Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : avant le coulage de la table de compression
- 2ème étape : après le coulage de la table de compression

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_0=65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée. $\Rightarrow L=550\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure. $\Rightarrow b_0=12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression. $\Rightarrow h_0=4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression. $\Rightarrow b=2b_1 + b_0$

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère. On a :

$$L_{\max} = 550 - 35 = 515 \text{ cm}$$

$$L_{\max}/25 \leq h_t \leq L_{\max}/20 \implies 515/25 \leq h_t \leq 515/20 \implies 20.6 \leq h_t \leq 25.75 \text{ cm}$$

On adopte: $h_t = 24 \text{ cm}$

Nous avons

$$\text{ainsi : } h_1 = 20 \text{ cm } h_0 = 4 \text{ cm}$$

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7$

$$h \Rightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 16.8$$

donc on prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = b - b_0 \leq \min \{L_0; 10\} \Rightarrow$$

$$b_1 \leq \min (26.5 ; 40)$$

Donc on prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

\Rightarrow Donc on prend $b = 65 \text{ cm.}$

❖ Les types des poutrelles

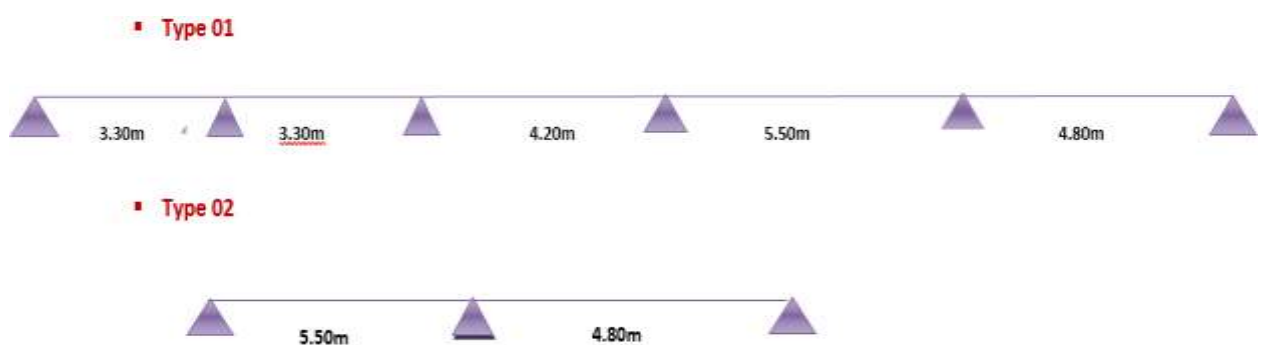


Figure II.1. Schéma statique des poutrelles

❖ **Méthode de calcul :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

1ère Condition : $Q \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

• **Plancher Terrasse accessible :**

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \min (2 \times 6.78 = 13.56\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Plancher étage courant:**

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \min (2 \times 5.66 = 11.32, 5 \text{ KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **sous sol 2 :**

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \min (2 \times 6.11 = 12.22, 5 \text{ KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2ème Condition: les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

Type 1

$Li / Li+1 = 3,30 / 3,30 = 1$

$Li / Li+1 = 3,30 / 4,20 = 0,79.$

$Li / Li+1 = 4,20 / 5,50 = 0.76$

$Li / Li+1 = 5,50 / 4,80 = 1.14$

} **Condition vérifiée**

Type 2

$Li / Li+1 = 4,20 / 5,50 = 0.76$

$Li / Li+1 = 5,50 / 4,80 = 1.14$

3ème. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante » → CV

4ème Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

❖ **Commentaire** : D’après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

D’après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

❖ **Principe de méthode :**

- Calcul des Moments fléchissant :

D’après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifié les conditions suivantes :

1 $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \max [(1+0.3) M_0 ; 1.05 M_0]$

2 $M_t \geq (1+0.3) \frac{M_0}{2}$ Dans une travée intermédiaire

3 $M_t \geq (1.2+0.3) \frac{M_0}{2}$ Dans une travée de rive.

Ou $\frac{Q}{G+Q}$

➤ **Les valeurs minimales des moments :**

- Cas d’une poutre à deux travées :

$M_0(1-2) = \max(M_0; M)$

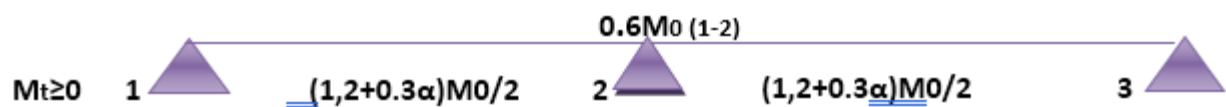


Figure III-2-Poutre à deux travées

-Cas d’une poutre à plusieurs travées :

$M_i \geq 0$

$M_0 \geq 0$

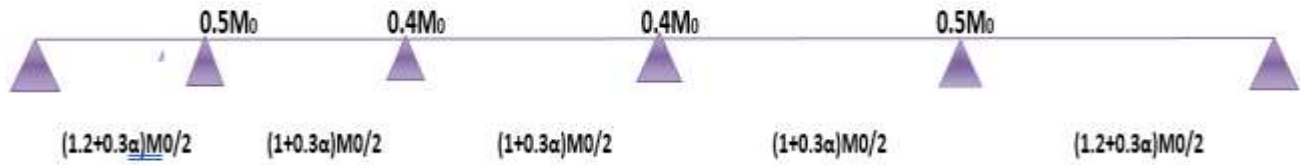


Figure III.3. Le Moment Poutre à plusieurs travées

Cas d'une poutre à deux travées :

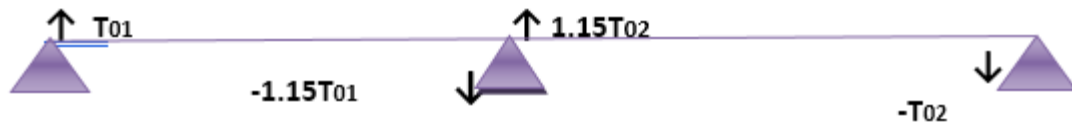


Figure II.4. Poutre à deux travées

Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Figure II.5. Poutre à plusieurs travées

Évaluation des sollicitations sur les poutrelles :

- Type 1:

Plancher terrasse :

Charge permanente : **G** = 6.78 KN/m²

Charge d'exploitation : **Q** = 1.5 KN/m²

Plancher étage courant :

Charge permanente : **G** = 5.66 KN/m²

Charge d'exploitation : **Q** = 1.5 KN/m²

Tableau III .1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Qu	Qs
Terrasse accessible	6.78	1.5	7.412	4.970
Étage courant	5.66	1.5	6.429	4.654

a. Combinaison de charge :

(Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = [1.35 (6.78) + 1.5 (1.5)] \times 0.65 = 7.412 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (G+Q) \times 0.60 \quad Q_s = (6.78+1.5) \times 0.65 = 5.382 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \dots\dots\dots \alpha = \frac{1.5}{6.78+1.5} = 0.181$$

$$(1+0.3\alpha) / 2 = (1+0.3 \times 0.181) / 2 = \mathbf{0.677}$$

$$(1.2+0.3\alpha) / 2 = (1.2+0.3 \times 0.181) / 2 = \mathbf{0.627}$$

b. Calcul à l'état limite ultime :**▪ Plancher terrasse accessible :**

○ **Les moments isostatiques :** $M_o = \frac{Q_u \times L^2}{8}$

$$M_o(1-2) = M_o(2-3) = \frac{7.412 \times 3.30^2}{8} = 10.08 \text{ KN.m}$$

$$M_o(3-4) = \frac{7.412 \times 4.20^2}{8} = 16.34 \text{ KN.m}$$

$$M_o(4-5) = \frac{7.412 \times 5.50^2}{8} = 28.02 \text{ KN.m}$$

$$M_o(5-6) = \frac{7.412 \times 4.80^2}{8} = 21.35 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_o(1-2) = 0.15 \times 10.08 = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_o(2-3) = 0.5 \times 10.08 = 5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_o(3-4) = 0.4 \times 16.34 = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_o(4-5) = 0.4 \times 28.02 = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_o(4-5) = 0.5 \times 21.35 = 10.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_o(5-6) = 0.15 \times 21.35 = 3.20 \text{ KN.m}$$

○ **Les moments en travée :**

-Travée (1-2): travée de rive :

$$1.05 (10.08) - (2.02+5.04)/2 = 7.05 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (1-2) : max} \quad (1.2+0.3 \times 0.181) \times 10.08/2 = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (1-2) = 7.05 \text{ KN.m}}$$

-Travée (2-3): travée intermédiaire :

$$1.05 (10.08) - (5.04+6.54)/2 = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (2-3) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 10.08/2 = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (2-3) = 5.31 \text{ KN.m}}$$

-Travée (3-4): travée intermédiaire :

$$1.05 (16.34) - (6.54+11.21)/2 = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (3-4) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 16.34/2 = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (2-3) = 8.61 \text{ KN.m}}$$

-Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$1.05 (28.02) - (11.21+10.68)/2 = 18.48 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (4-5) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 28.02/2 = 14.77 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (2-3) = 18.48 \text{ KN.m}}$$

-Travée (5-6): travée de rive

$$1.05 (21.35) - (10.68+4.27)/2 = 14.94 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (5-6) : max} \quad (1.2+0.3 \times 0.181) \times 21.35/2 = 13.39 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{Mt (5-6) = 14.94 \text{ KN.m}}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_u L_1/2 = 7.412 \times 3.30/2 = 12.23 \text{ KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 11.289 = 13.45 \text{ KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L_2/2 = 1.1 \times 7.412 \times 3.30/2 = 13.45 \text{ KN.}$$

$$T_e (2-3) = q_u L_2/2 = 7.412 \times 3.30/2 = 12.23 \text{ KN.}$$

$$T_w (3-4) = q_u L_3/2 = 7.412 \times 4.20/2 = 15.57 \text{ N.}$$

$$T_e (3-4) = q_u L_3/2 = 7.412 \times 4.20/2 = 15.57 \text{ KN.}$$

$$T_w(4-5) = q_u L_4/2 = 7.412 \times 5.50/2 = 20.38 \text{ KN.}$$

$$T_e(4-5) = q_u L_4/2 = 7.412 \times 5.50/2 = 20.38 \text{ KN.}$$

$$T_w(5-6) = 1.1 q_u L_5/2 = 1.1 \times 7.412 \times 4.80/2 = 19.56 \text{ KN.}$$

$$T_e(5-6) = q_u L_5/2 = 7.412 \times 4.80/2 = 17.79 \text{ KN.}$$

c. Calcul à l'état limite de service :

○ **Moments isostatiques :** $M_o = \frac{Q_s \times L^2}{8}$

$$M_{o(1-2)} = M_{o(2-3)} = \frac{5.382 \times 3.30^2}{8} = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(3-4)} = \frac{5.382 \times 4.20^2}{8} = 11.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(4-5)} = \frac{5.382 \times 5.50^2}{8} = 20.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(5-6)} = \frac{5.382 \times 4.80^2}{8} = 15.50 \text{ KN.m}$$

● Moments sur appui :

$$M_{a1} = 0.15 M_{o(1-2)} = 0.15 \times 7.33 = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{o(1-2)} = 0.5 \times 7.33 = 3.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{o(3-4)} = 0.4 \times 11.87 = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{o(4-5)} = 0.4 \times 20.35 = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_{o(4-5)} = 0.5 \times 20.35 = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_{o(5-6)} = 0.15 \times 15.50 = 2.33 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

- Travée (1-2): travée de rive :

$$1.05 (7.33) - (1.47+3.67)/2 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (1-2) : max} \quad (1.2+0.3 \times 0.181) \times 7.33/2 = 4.60 \text{ K}$$

$$\text{Mt (1-2) = 5.13 KN.m}$$

- Travée (2-3): travée intermédiaire :

$$1.05(7.33) - (3.67+4.74)/2 = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 7.33/2 = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 3.86 KN.m}$$

- Travée (3-4): travée intermédiaire :

$$1.05 (11.87) - (4.74+8.14)/2 = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (3-4) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 11.87/2 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 6.26 KN.m}$$

- Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$1.05 (20.35) - (8.14+7.75)/2 = 13.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (4-5) : max} \quad (1+0.3 \times 0.181) \times 20.35/2 = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 13.42 KN.m}$$

- Travée (5-6): travée de rive

$$1.05 (15.50) - (7.75+3.10)/2 = 10.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (5-6) : max} \quad (1.2+0.3 \times 0.181) \times 15.50/2 = 9.72 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Mt (5-6) = 10.85 N.m}$$

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_s L_1/2 = 5.382 \times 3.30/2 = 8.88 \text{ KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 8.88 = 9.77 \text{ KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_s L_2/2 = 1.1 \times 5.382 \times 3.30/2 = 9.77 \text{ KN.}$$

$$T_e (2-3) = q_s L_2/2 = 5.382 \times 3.30/2 = 8.88 \text{ KN.}$$

$$T_w (3-4) = q_s L_3/2 = 5.382 \times 4.20/2 = 11.30 \text{ KN.}$$

$$T_e (3-4) = q_s L_3/2 = 5.382 \times 4.20/2 = 11.30 \text{ KN.}$$

$$T_w(4-5) = q_s L_4/2 = 5.382 \times 5.50/2 = 14.80 \text{ KN.}$$

$$T_e(4-5) = q_s L_4/2 = 5.382 \times 5.50/2 = 14.80 \text{ KN.}$$

$$T_w(5-6) = 1.1 q_s L_5/2 = 1.1 \times 5.382 \times 4.80/2 = 14.20 \text{ KN.}$$

$$T_e(5-6) = q_s L_5/2 = 5.382 \times 4.80/2 = 12.92 \text{ KN.}$$

○ Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU :

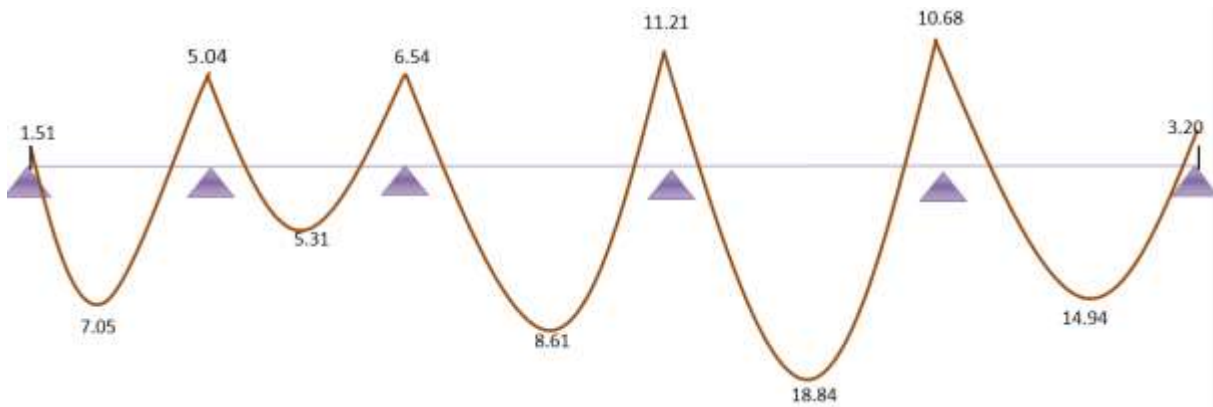


Figure III.6. Diagramme des moments à L'ELU

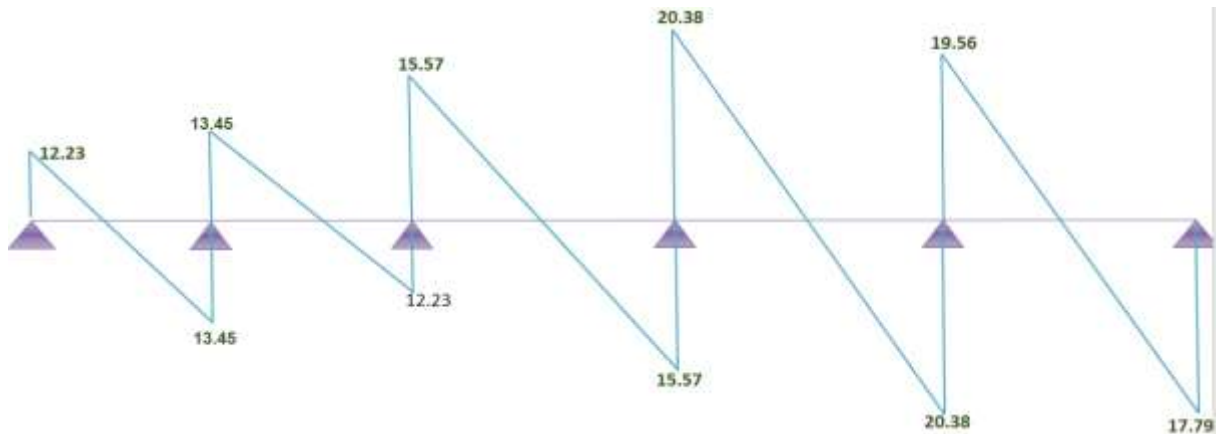


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

• Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS :

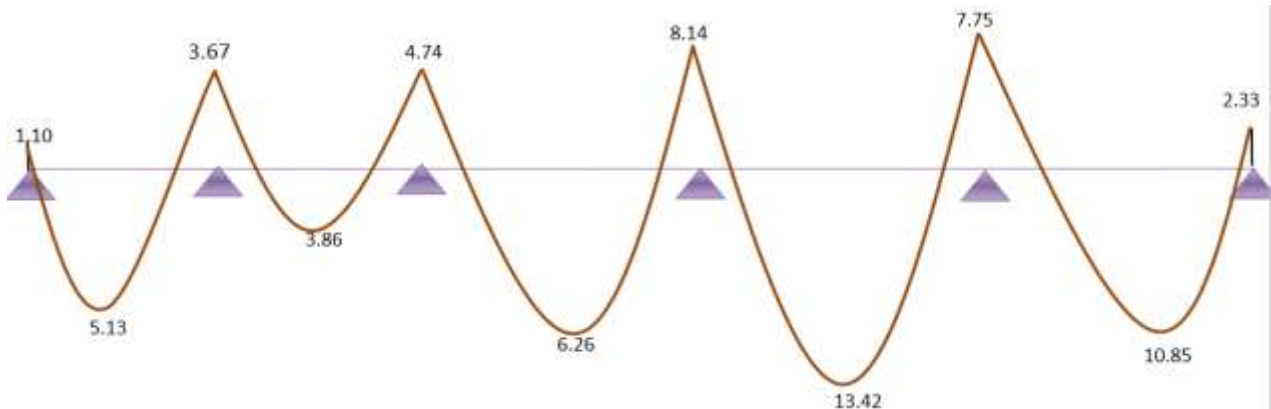


Figure III.8. Diagramme des moments à L'ELS

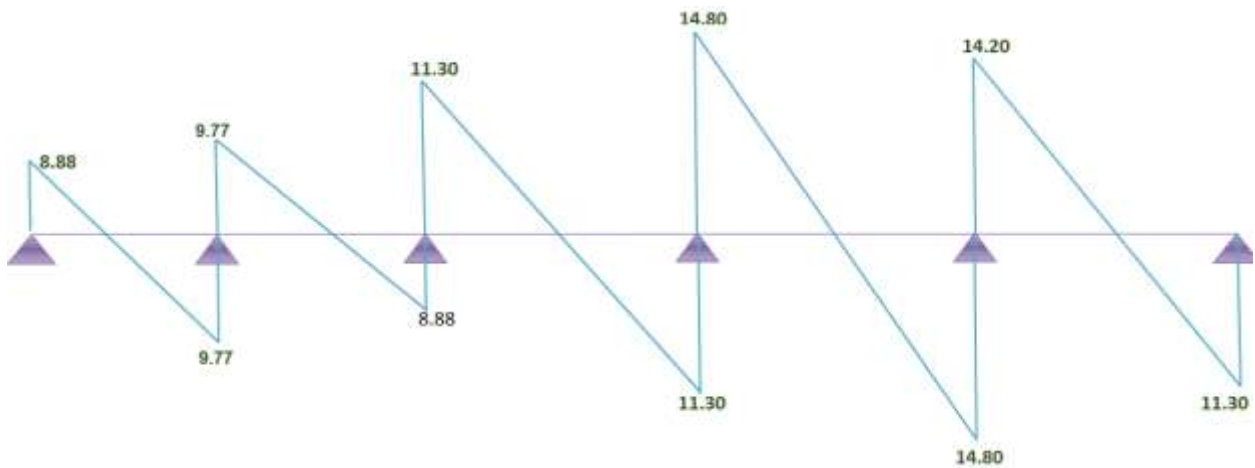


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

➤ Plancher étage courant :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = [1.35 (5.66) + 1.5 (1.5)] \times 0.65 = 6.429 \text{ N/ml}$$

$$Q_s = (G+Q) \times 0.65 \quad Q_s = (5.66+1.5) \times 0.65 = 4.654 \text{ KN/m}$$

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{o(1-2)} = M_{o(2-3)} = \frac{6.429 \times 3.30^2}{8} = 8.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(3-4)} = \frac{6.429 \times 4.20^2}{8} = 14.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(4-5)} = \frac{6.429 \times 5.50^2}{8} = 24.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{o(5-6)} = \frac{6.429 \times 4.80^2}{8} = 18.52 \text{ KN.m}$$

○ **Les moments sur appuis**

$$M_{a1} = 0.15 M_{o(1-2)} = 0.15 \times 8.51 = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{o(1-2)} = 0.5 \times 8.51 = 4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{o(3-4)} = 0.4 \times 14.18 = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{o(4-5)} = 0.4 \times 24.31 = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_{o(4-5)} = 0.5 \times 18.52 = 9.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_{o(5-6)} = 0.15 \times 18.52 = 2.78 \text{ KN.m}$$

○ **Les moments en travée**

-Travée (1-2): travée de rive :

$$1.05 (8.51) - (1.70 + 4.26) / 2 = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 8.51 / 2 = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) = 5.95 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3): travée intermédiaire :

$$1.05 (8.51) - (4.26+5.67)/2 = 3.97\text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) : max} \quad (1+0.3 \times 0.209) \times 8.51/2 = 4.52\text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 4.52KN.m}$$

-Travée (3-4): travée intermédiaire :

$$1.05 (14.18) - (5.67+9.72)/2 = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (3-4) : max} \quad (1+0.3 \times 0.209) \times 14.18/2 = 7.53\text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 7.53KN.m}$$

-Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$1.05 (24.31) - (9.72+9.26)/2 = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (4-5) : max} \quad (1+0.3 \times 0.209) \times 24.31/2 = 12.92\text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 16.04KN.m}$$

-Travée (5-6): travée de rive

$$1.05 (18.52) - (9.26+3.70)/2 = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt (5-6) : max} \quad (1.2+0.3 \times 0.209) \times 18.52/2 = 11.69\text{KN.m.}$$

$$\text{Mt (5-6) = 12.96 KN.m}$$

○ **Calcul des efforts tranchant**

$$T_w (1-2) = q_u L_1/2 = 6.429 \times 3.30/2 = 10.61 \text{ KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 10.61 = 11.67\text{KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L_2/2 = 1.1 \times 6.429 \times 3.30/2 = 11.67\text{KN.}$$

$$T_e (2-3) = q_u L_2/2 = 6.429 \times 3.30/2 = 10.61 \text{ KN.}$$

$$T_w (3-4) = q_u L_3/2 = 6.429 \times 4.20/2 = 13.50\text{KN.}$$

$$T_e (3-4) = q_u L_3/2 = 6.429 \times 4.20/2 = 13.50 \text{ KN.}$$

$$T_w (4-5) = q_u L_4/2 = 6.429 \times 5.50/2 = 17.68 \text{ KN.}$$

$$T_e (4-5) = q_u L_4/2 = 6.429 \times 5.50/2 = 17.68\text{KN.}$$

$$T_w (5-6) = 1.1 q_u L_5/2 = 1.1 \times 6.429 \times 4.80/2 = 16.97 \text{ KN.}$$

$$T_e (5-6) = q_u L_5/2 = 6.429 \times 4.80/2 = 15.43\text{KN.}$$

○ **Moments isostatiques**

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

$$M_0(1-2) = M_0(2-3) = \frac{4.654 \times 3.30^2}{8} = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_0(3-4) = \frac{4.654 \times 4.20^2}{8} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_0(4-5) = \frac{4.654 \times 5.50^2}{8} = 17.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0(5-6) = \frac{4.654 \times 4.80^2}{8} = 13.40 \text{ KN.m}$$

● **Moments sur appui**

$$M_{a1} = 0.15 M_0(1-2) = 0.15 \times 6.34 = 1.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0(1-2) = 0.5 \times 6.34 = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 10.26 = 4.10 \text{ N.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0(4-5) = 0.4 \times 17.60 = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_0(4-5) = 0.5 \times 13.40 = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_0(5-6) = 0.15 \times 13.40 = 2.01 \text{ KN.m}$$

● **Les moments en travée**

-Travée (1-2): travée de rive :

$$1.05(6.34) - (1.27 + 3.17)/2 = 4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) : \max \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 6.34 / 2 = 2.00 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) = 4.44 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3): travée intermédiaire :

$$1.05(6.34) - (3.17 + 4.10)/2 = 3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2-3) : \max \quad (1 + 0.3 \times 0.209) \times 6.34 / 2 = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2-3) = 3.37 \text{ KN.m}$$

-Travée (3-4): travée intermédiaire :

$$1.05(10.26) - (4.10 + 7.04)/2 = 5.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t(3-4) : \max \quad (1 + 0.3 \times 0.209) \times 10.26 / 2 = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2-3) = 5.45 \text{ KN.m}$$

-Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$1.05 (17.60) - (7.04 + 6.70) / 2 = 11.61 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (4-5) : max} \quad (1 + 0.3 \times 0.209) \times 17.60 / 2 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (2-3) = 11.61 \text{ KN.m}}$$

-Travée (5-6): travée de rive

$$1.05 (13.40) - (6.70 + 2.68) / 2 = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt (5-6) : max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 13.40 / 2 = 8.46 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{Mt (5-6) = 9.38 \text{ KN.m}}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = Q_s L_1 / 2 = 4.654 \times 3.30 / 2 = 7.68 \text{ KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 7.68 = 8.45 \text{ KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 Q_s L_2 / 2 = 1.1 \times 4.654 \times 3.30 / 2 = 8.45 \text{ KN.}$$

$$T_e (2-3) = Q_s L_2 / 2 = 4.654 \times 3.30 / 2 = 7.68 \text{ KN.}$$

$$T_w (3-4) = Q_s L_3 / 2 = 4.654 \times 4.20 / 2 = 9.77 \text{ KN.}$$

$$T_e (3-4) = Q_s L_3 / 2 = 4.654 \times 4.20 / 2 = 9.77 \text{ KN.}$$

$$T_w (4-5) = Q_s L_4 / 2 = 4.654 \times 5.50 / 2 = 12.80 \text{ KN.}$$

$$T_e (4-5) = Q_s L_4 / 2 = 4.654 \times 5.50 / 2 = 12.80 \text{ KN.}$$

$$T_w (5-6) = 1.1 Q_s L_5 / 2 = 1.1 \times 4.654 \times 4.80 / 2 = 11.16 \text{ KN.}$$

$$T_e (5-6) = Q_s L_5 / 2 = 4.654 \times 4.80 / 2 = 10.16 \text{ KN}$$

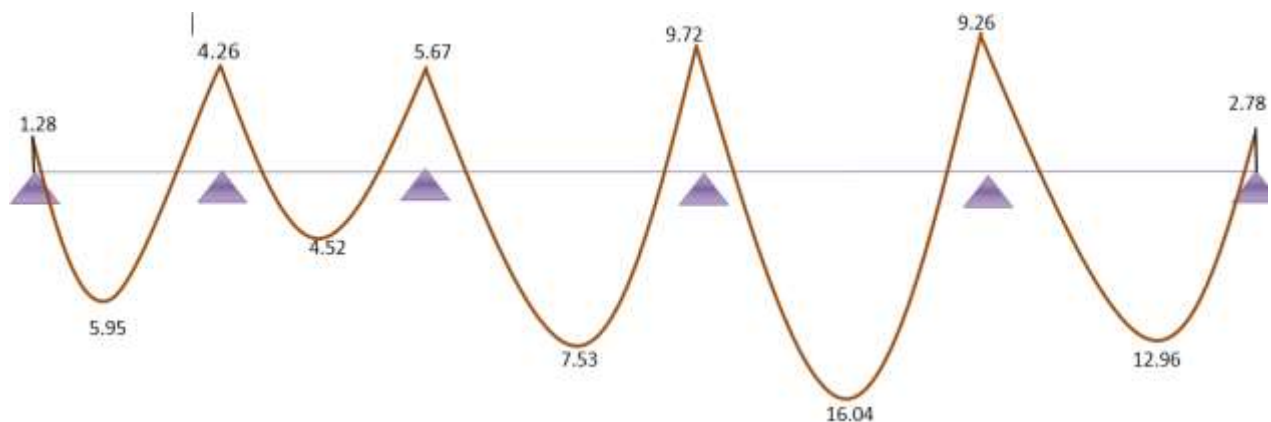
○ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants a ELU :**

Figure III.10. Diagramme des moments à L'ELU

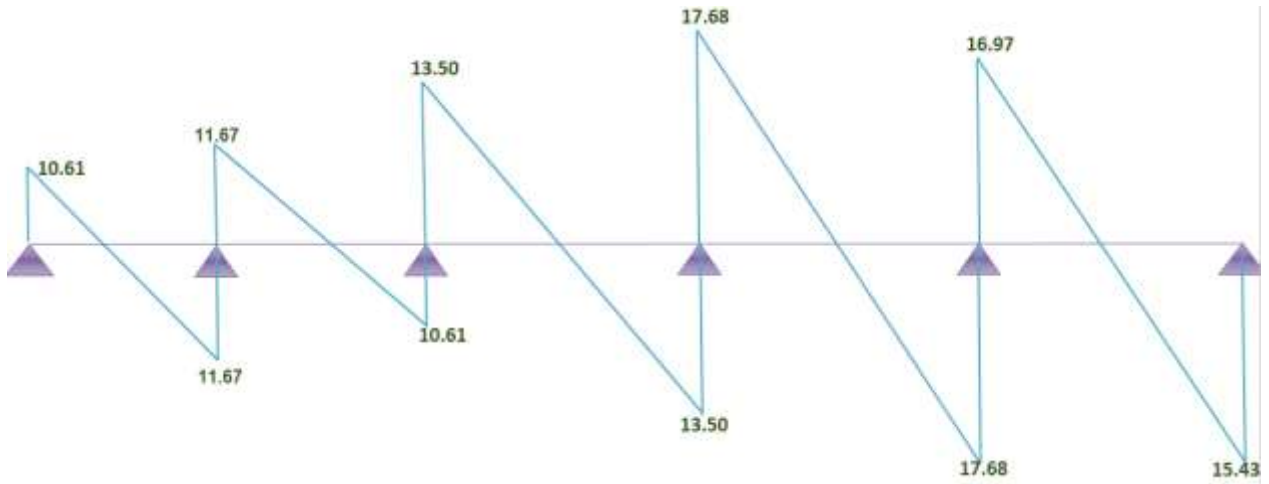


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

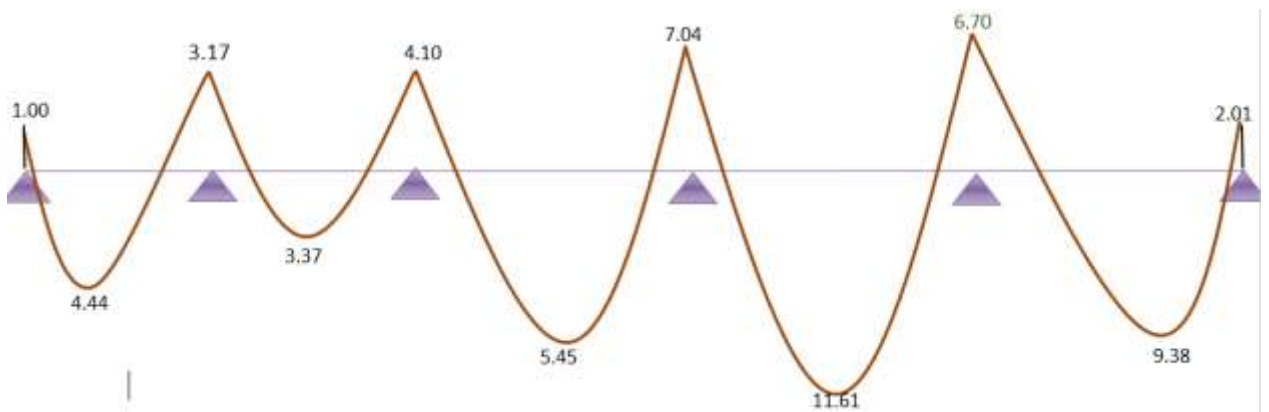


Figure III.12. Diagramme des moments à L'ELS

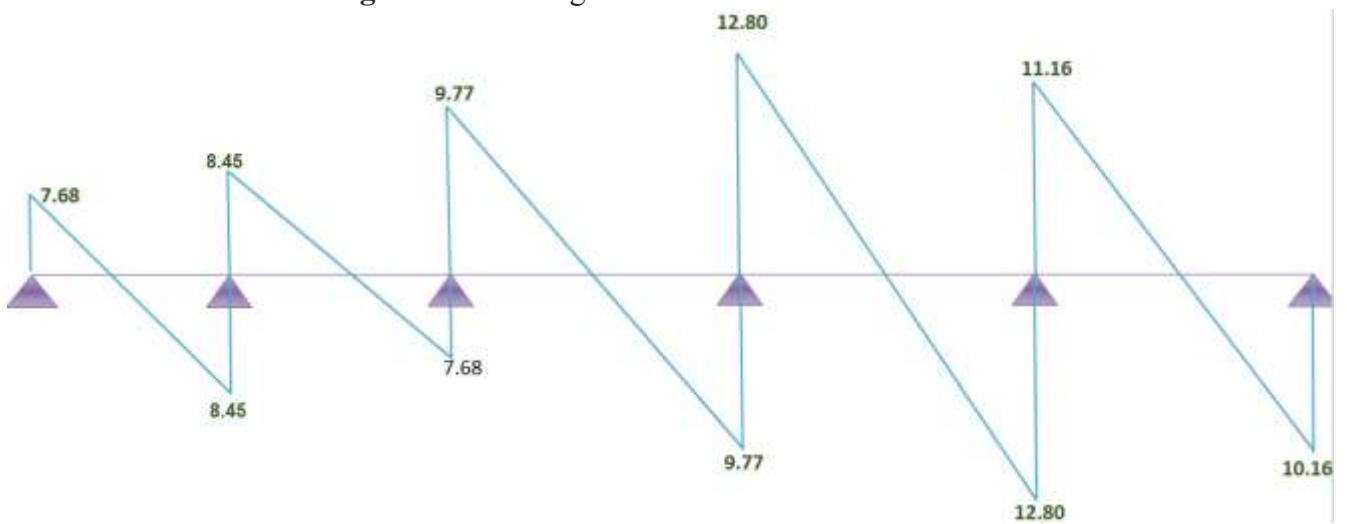


Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Tableau III.2. Tableau récapitulatif de poutrelle type 1 de plancher terrasse accessible

Travée	L(m)	ELU			ELS		
		Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	T [KN]	Ma [KN.m]	<i>Mt</i> [KN.m]	T [KN]
1	3.30	1.51	7.05	12.23	1.10	5.13	8.88
2		5.04		13.45	3.67		9.77
2	3.30	5.04	5.31	13.45	3.67	3.86	9.77
3		6.54		12.23	4.74		8.88
3	4.20	6.54	8.61	15.57	4.74	6.26	11.30
4		11.21		15.57	8.14		11.30
4	5.50	11.21	18.48	20.38	8.14	13.42	14.80
5		10.68		20.38	7.75		14.80
5	4.80	10.68	14.94	19.56	7.75	10.85	14.20
6		3.20		17.79	2.33		12.92

Tableau III.3. Tableau récapitulatif de poutrelle type 1 de plancher Etage courant

Travée	L(m)	ELU			ELS		
		Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	T [KN]	Ma [KN.m]	<i>Mt</i> [KN.m]	T [KN]
1	3.30	1.28	5.95	10.61	1.00	4.44	7.68
2		4.26		11.67	3.17		8.45
2	3.30	4.26	4.52	11.67	3.17	3.37	8.45
3		5.67		10.61	4.10		7.68
3	4.20	5.67	7.53	13.50	4.10	5.45	9.77
4		9.72		13.50	7.04		9.77
4	5.50	9.72	16.04	17.68	7.04	11.61	12.80
5		9.26		17.68	6.70		12.80
5	4.80	9.26	12.96	16.97	6.70	9.38	11.16
6		2.78		15.43	2.01		10.16

- **Type2 :**

Plancher terrasse accessible :

- **Moments isostatiques :**

$$M_o = \frac{Q_u \times L^2}{8} \dots\dots ; \dots\dots M_o = \frac{Q_s \times L^2}{8}$$

❖ **ELU :**

$$M_{o1} = \frac{7.412 \times 5.50^2}{8} = 28.03 \text{kn.m}$$

$$M_{o2} = \frac{7.412 \times 4.80^2}{8} = 21.35 \text{kn.m}$$

ELS :

$$M_{o1} = \frac{5.382 \times 5.50^2}{8} = 20.39 \text{kn.m}$$

$$M_{o2} = \frac{5.382 \times 4.80^2}{8} = 15.50 \text{kn.m}$$

○ **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_0 (1-2) = 0.15 \times 28.03 = 4.20 \text{KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.6 M_0 (1-2) = 0.6 \times 28.03 = 16.81 \text{N.m}$$

$$M_{a3} = 0.15 M_0 (2-3) = 0.15 \times 21.35 = 3.20 \text{N.m}$$

○ **Les moments en travée :**

-Travée (1-2):

$$1.05 (28.03) - (5.61 + 16.82) / 2 = 18.22 \text{KN.m}$$

$$M_t (1-2) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.181) \times 28.03 / 2 = 17.58 \text{KN.m}$$

$$M_t (1-2) = \mathbf{18.22 \text{KN.m}}$$

-Travée (2-3): :

$$1.05 (21.35) - (16.82 + 4.27) / 2 = 11.87 \text{KN.m}$$

$$M_t (2-3) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.181) \times 21.35 / 2 = 13.39 \text{KN.m}$$

$$M_t (2-3) = \mathbf{13.39 \text{KN.m}}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w(1-2) = q_u L_1/2 = 7.412 \times 5.50/2 = 20.383 \text{ KN.}$$

$$T_e(1-2) = 1.1 T_w(1-2) = 1.15 \times 20. = 23.440 \text{ KN.}$$

$$T_w(2-3) = 1.1 q_u L_2/2 = 1.15 \times 7.412 \times 4.80/2 = 20.457 \text{ N.}$$

$$T_e(2-3) = q_u L_2/2 = 7.412 \times 4.80/2 = 17.789 \text{ KN.}$$

❖ **ELS :**

○ **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 20.39 = 3.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.6 \times 20.39 = 12.23 \text{ N.m}$$

$$M_{a3} = 0.15 M_{0(2-3)} = 0.15 \times 15.50 = 2.33 \text{ N.m}$$

○ **Les moment en travée :**

-Travée (1-2):

$$1.05 (20.39) - (4.08 + 12.23)/2 = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.181) \times 20.39/2 = 12.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1-2) = 13.25 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3): :

$$1.05 (15.50) - (12.23 + 3.10)/2 = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2-3) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.181) \times 15.50/2 = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2-3) = 9.72 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w(1-2) = q_s L_1/2 = 5.382 \times 5.50/2 = 14.80 \text{ KN.}$$

$$T_e(1-2) = 1.15 T_w(1-2) = 1.15 \times 14.80 = 17.02 \text{ KN.}$$

$$T_w(2-3) = 1.15 q_s L_2/2 = 1.15 \times 5.382 \times 4.80/2 = 14.854 \text{ N.}$$

$$T_e(2-3) = q_s L_2/2 = 5.382 \times 4.80/2 = 12.917 \text{ KN.}$$

○ Diagrammes des moments et des efforts tranchants a ELU :

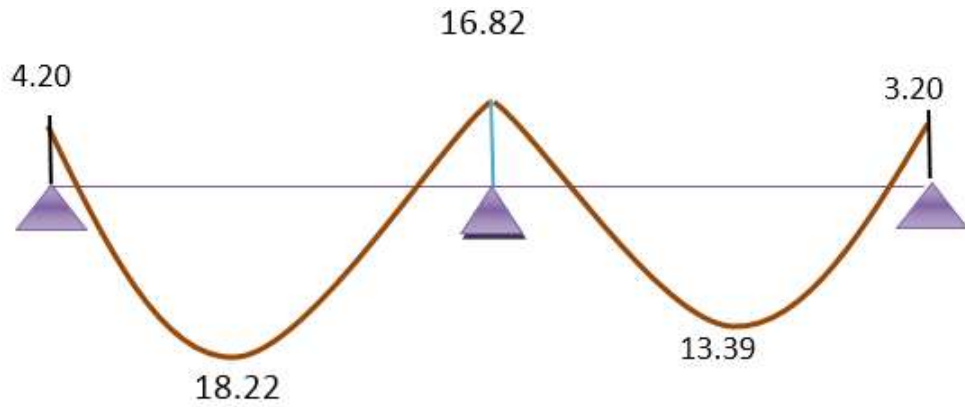


Figure III.14. Diagramme des moments à L'ELU

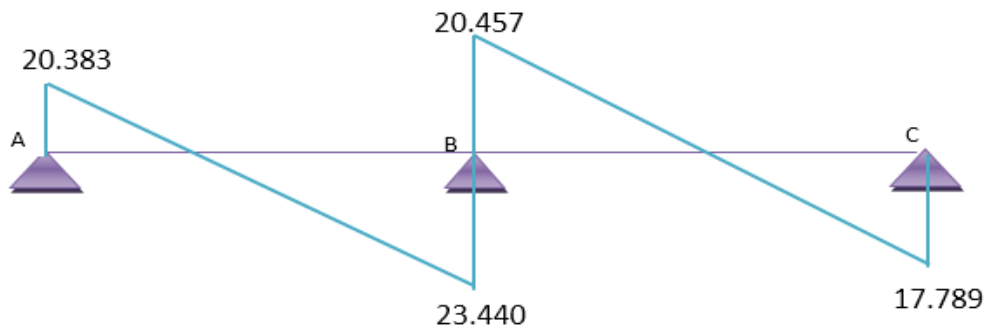


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

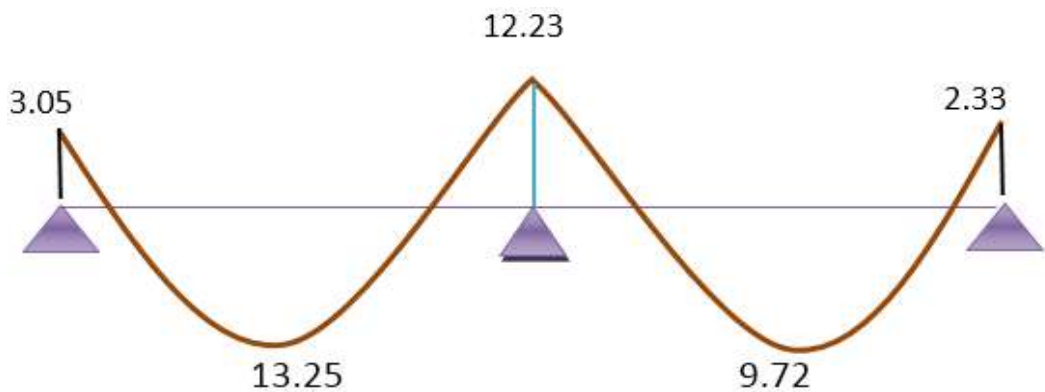


Figure III.16. Diagramme des moments à L'ELS

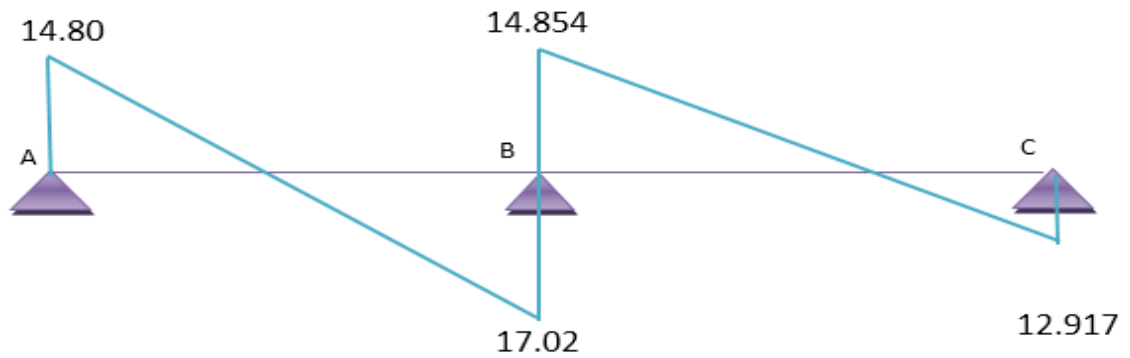


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.4. Tableau récapitulatif de poutrelle type 2 de plancher terrasse accessible

Travée	ELU				ELS		
	L(m)	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	T [KN]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	T [KN]
1	5.50	4.20	18.22	20.383	3.05	13.25	14.80
2		16.82		23.440	12.23		17.02
2	4.80	16.82	13.39	20.457	12.23	9.72	14.854
3		3.20		17.789	2.33		12.917

○ Plancher étage courant :

❖ ELU :

$$M_{o1} = \frac{6.429 \times 5.50^2}{8} = 24.31 \text{ kn.m}$$

$$M_{o2} = \frac{6.429 \times 4.80^2}{8} = 18.52 \text{ kn.m}$$

❖ ELS:

$$M_{o1} = \frac{4.654 \times 5.50^2}{8} = 17.60 \text{ kn.m}$$

$$M_{o2} = \frac{4.654 \times 4.80^2}{8} = 13.40 \text{ kn.m}$$

❖ **ELU :**○ **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15M_0 (1-2) = 0.15 \times 24.31 = 3.65 \text{KN.m}$$

$$Ma_2 = 0.6M_0 (1-2) = 0.6 \times 24.31 = 14.59 \text{N.m}$$

$$Ma_3 = 0.15M_0 (2-3) = 0.15 \times 18.52 = 2.77 \text{N.m}$$

○ **Les moments en travée :****-Travée (1-2):**

$$1.05 (24.31) - (4.86 + 14.59)/2 = 15.80 \text{KN.m}$$

$$M_t (1-2) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 24.31/2 = 15.35 \text{KN.m}$$

$$M_t (1-2) = \mathbf{15.80 \text{KN.m}}$$

-Travée (2-3):

$$1.05 (18.32) - (14.59 + 3.70)/2 = 10.09 \text{KN.m}$$

$$M_t (2-3) : \text{max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 18.32/2 = 11.57 \text{KN.m}$$

$$M_t (2-3) = \mathbf{11.57 \text{KN.m}}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_u L_1/2 = 6.429 \times 5.50/2 = 17.68 \text{KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.15 \times 17.68 = 20.33 \text{KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L_2/2 = 1.15 \times 6.429 \times 4.80/2 = 17.74 \text{N.}$$

$$T_e (2-3) = q_u L_2/2 = 6.429 \times 4.80/2 = 15.43 \text{KN.}$$

❖ **ELS :**○ **Les moments sur appuis**

$$Ma_1 = 0.15M_0 (1-2) = 0.15 \times 17.60 = 2.64 \text{KN.m}$$

$$Ma_2 = 0.6M_0 (1-2) = 0.6 \times 17.60 = 10.56 \text{N.m}$$

$$Ma_3 = 0.15M_0 (2-3) = 0.15 \times 13.40 = 2.01 \text{N.m}$$

○ **Les moments en travée :**

-Travée (1-2):

$$1.05 (17.60) - (3.52 + 10.56) / 2 = 11.44 \text{KN.m}$$

$$\text{Mt (1-2) : max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 17.60 / 2 = 11.11 \text{KN.m}$$

$$\text{Mt (1-2) = 11.44KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$1.05 (13.40) - (10.56 + 2.68) / 2 = 7.45 \text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) : max} \quad (1.2 + 0.3 \times 0.209) \times 13.40 / 2 = 8.46 \text{KN.m}$$

$$\text{Mt (2-3) = 8.46KN.m}$$

○ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_s L_1 / 2 = 4.654 \times 5.50 / 2 = 12.80 \text{KN.}$$

$$T_e (1-2) = 1.15 T_w (1-2) = 1.15 \times 12.80 = 14.72 \text{KN.}$$

$$T_w (2-3) = 1.15 q_s L_2 / 2 = 1.15 \times 4.654 \times 4.80 / 2 = 12.85 \text{N.}$$

$$T_e (2-3) = q_s L_2 / 2 = 4.654 \times 4.80 / 2 = 11.17 \text{KN.}$$

Tableau III.5. Tableau récapitulatif de poutrelle type 2 de plancher Étage courant .

		ELU			ELS		
Travée	L(m)	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	T [KN]	Ma [KN.m]	<i>Mt</i> [KN.m]	T [KN]
1	5.50	3.65	15.80	17.68	2.64	11.44	12.80
2		14.59		20.33	10.56		14.72
2	4.80	14.59	11.57	17.74	10.56	8.46	12.85
3		2.77		15.43	2.01		11.17

Tableau III.6. Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximums .

Niveau	Type poutrelle	Mtmax (KN.m)		Ma max (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
10Etages courants	1	16.04	11.61	9.72	7.04	17.68	12.80
	2	15.80	11.44	14.59	10.56	20.33	14.72
Terrasse Accessible	1	18.48	13.42	11.21	8.14	20.38	14.80
	2	18.22	13.25	16.82	12.23	23.440	14.854

3. Calcul du ferrailage :

a. Calcul des armatures longitudinales :

❖ E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension ($b \times h$).

○ En travée :

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

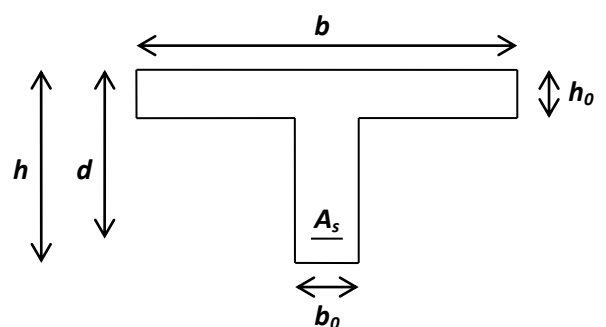


Figure III.18. Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) 10^3 = 72.36 \text{ KN.m}$$

$M_{tu \text{ max}} = 18.48 \text{ KN.m} \leq M_{tab} = 72.36 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : **b x h = (65 x 24) cm²**

Pour le calcul on utilise:

b = 65cm

h = 24cm

b₀ = 12cm

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\checkmark \mu = \frac{M_{tu \text{ max}}}{fd^2b} = \frac{18.48 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (21.6)^2 \times 65} = 0.043 < 0.392$$

$$\checkmark \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055 \qquad \beta = 1 - 0.4 \times 0.055 = 0.978$$

✓

$$\checkmark A_s = \frac{M_{tu \text{ max}}}{\sigma_s \beta d} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{\min} = \frac{0.23bd ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 65 \times 21.6 \times 2.1}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale égale à **1.70 cm² > A_s = 2.51 cm².....CV**

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_{st \text{ travée}} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

○ **En appuis :**

$$M_{au} = 16.82 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 72.36 \text{ kn.m}$$

On a :

$$M_t = 0.07236 \text{ Mn.m} > M_{ua} = 16.82 \times 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$M_t > M_{au}$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (**b*h**).

$$\mu = \frac{M_{au \max}}{f_d^2 b} = \frac{16.82 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (21.6)^2 \times 65} = 0.039 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.05 = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_{au \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{16.82 \times 10^3}{348 \times 0.998 \times 21.6} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 21.6 \times 2.1}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale égale à $1.70 \text{ cm}^2 < A_s = 2.24 \text{ cm}^2$ Condition Vérifié

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_s \text{ appuis} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

c. Vérification des contrainte tangentielle du béton :

$$T_{\max} = 23.440 \text{ KN}$$

○ **Fissuration non préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b_{od} = \frac{23.440 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.904 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.904 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifié}$$

d. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right) = \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = \min(6.86; 12; 12)$$

$$\Phi_t = 6.86 \text{ mm}$$

On adopte un cadre de $\Phi 8$

e. Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

f. Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

-Sur appuis de rive :

$$\sigma_{ab} = \frac{2T_{\text{umax}}}{0.9db_0} = \frac{2 \times 20.383}{0.12 \times 0.216 \times 10^3} = 1.57 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{ab} = 1.57 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ab} = 13.33 \text{ Mpa}$$

-Sur appuis de intermédiaire :

$$\sigma_{ab} = \frac{2T_{\text{umax}}}{0.9db_0} = \frac{2 \times 23.440}{0.12 \times 0.216 \times 10^3} = 1.81 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{ab} = 1.81 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ab} = 13.33 \text{ Mpa}$$

g. Vérification à l'ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 13.42$$

 **Terrasse accessible :**

▪ **En travée :**

$M_{tu \max} = 18.48 \text{ KN.m}$

$M_{ts \max} = 13.42 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{18.48}{13.42} \Rightarrow \gamma = 1.38.$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.055 \leq 0.44 \quad \text{Condition Vérifié}$$

▪ **En appuis:**

$M_{au \max} = 16.82 \text{ KN.m}$

$M_{as \max} = 12.23 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{16.82}{10.56} \Rightarrow \gamma = 1.38.$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.033 \leq 0.44 \quad \text{Condition Vérifié}$$

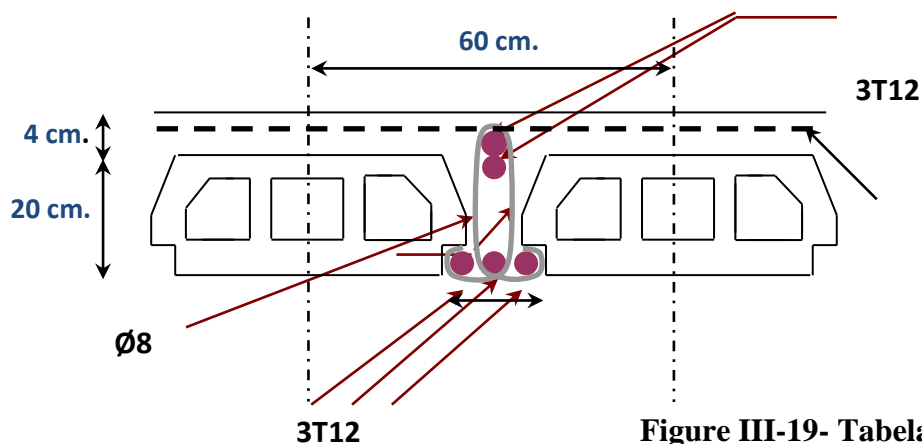
✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \frac{24}{550} = 0.044 \quad \text{Condition Vérifié .}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{13.25}{15 \times 20.39} = 0.043 \Rightarrow \frac{24}{550} = 0.044 \quad \text{Condition Vérifié .}$$

$$\frac{A}{db_0} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{21.6 \times 12} = 0.009 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition Vérifié}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile



1-Introduction :	70
2-Les escaliers :	70
<input type="checkbox"/> Pour étage courant (à partir du RDC jusqu'au dernier étage) :.....	71
<input type="checkbox"/> Pour le sous-sol :.....	71
<input type="checkbox"/> Descente des charges :.....	72
<input type="checkbox"/> Combinaison des charges :	72
<input type="checkbox"/> Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :	73
<input type="checkbox"/> Calcul des sollicitations :.....	73
<input type="checkbox"/> Calcul du ferrailage :	735
<input type="checkbox"/> Etude de la poutre paliere :	7980
3.Balcons :	84
Calcul de la charge due au poids du mur :.....	84
Surcharges d'exploitation :.....	84
Moments fléchissant :.....	85
Calcul du ferrailage :	88
4.L'acrotère :	85
Principe de calcul :	89
Calcul de l'excentricité.....	87
Calcul du moment de flexion :.....	89
Calcul des armatures verticales :	89
Armature de répartition	90

Liste des Tableaux :

Table IV.1. Les charges permanentes et d'exploitations	70
Table IV.2. Combinaison d'action	71
Table IV.3. Sollicitations de la poutre (1er tronçon) à l'ELU	72
Table IV.4. Sollicitations de la poutre (2ème tronçon) à l'ELU	72
Table IV.5. Sollicitations de la poutre (1er tronçon) à l'ELS	73
Table IV.6. Sollicitations de la poutre (2ème tronçon) à l'ELS	73
Table IV.7. Sollicitations de la poutre palière à l'ELU	79
Table IV.8. Sollicitations de la poutre palière à l'ELS	79
Table IV.9. Les efforts à l'E.L.U et l'E.L.S	86

Liste des Figures

Figure IV.1. Schéma d'un escalier	68
Figure IV.2. Schéma de l'escalier à deux volées	70
Figure IV.3. Ferrailage d'escalier	77
Figure IV.4. Schéma statique de la poutre palière	77
Figure IV.5. Dessin de ferailage	82
Figure IV.6. Schéma statique du balcon	83
Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	87
Figure IV.8. Ferrailage d'Acrotère.....	90

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère et le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

1. Les escaliers :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

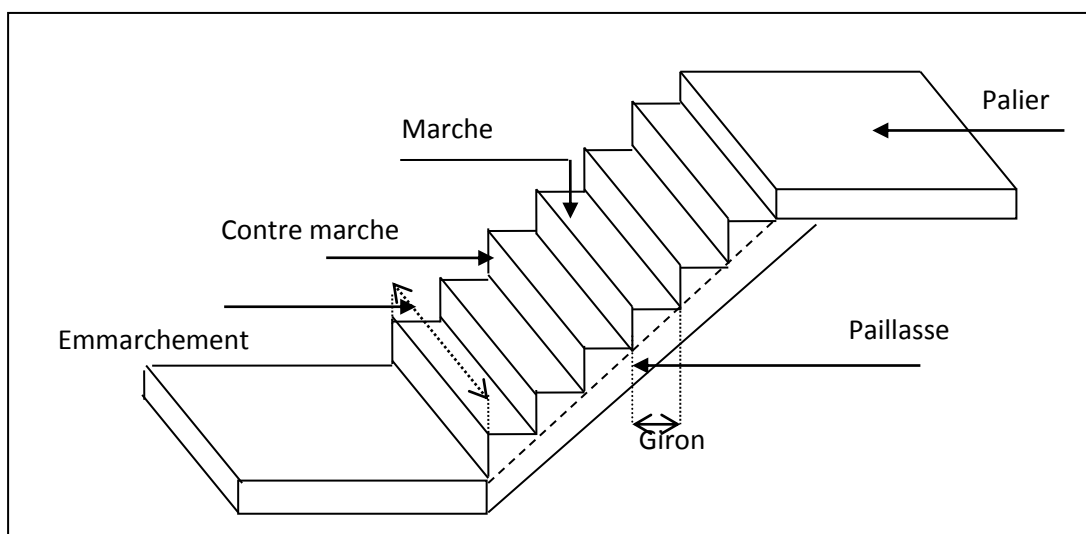


Figure IV.1. Schéma d'un escalier

a) Pour étage courant (à partir du RDC jusqu'au dernier étage) :

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$.

Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17 \text{ cm}$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

- **Détermination du nombre de contremarches :**

$$n = H/h = 360/17 = 18 \text{ (9+9)}$$

- **Détermination de la hauteur de la paillasse:**

$$H' = 0.17 \times 9 = 1.53 \text{ m}$$

$$H' = 1.53 \text{ m}$$

Détermination de l'inclinaison de la paillasse

$$\tan(a) = H'/2.40 = (1.53/2.40) = 0.64 \quad \text{donc} \quad a = 32.62^\circ$$

- **Détermination de la largeur de la paillasse:**

$$L_p = H/\sin a = 153/\sin 32.62 = 284 \text{ cm} \quad L_p = 2.84 \text{ m}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \quad 9.46 \leq e \leq 14.20 \text{ cm}$$

- On prend : $e = 18 \text{ cm}$ pour toute les volées « Pour les raisons de la vérification de la flèche »

❖ Pour le sous-sol :

Hauteur d'étage : $H = 3.40 \text{ m}$.

Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17 \text{ cm}$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

- **Détermination du nombre de contremarches :**

$$n = H/h = 340/17 = 20 \text{ (10+10)}$$

- **Détermination de la hauteur de la paillasse:**

$$H' = 0.17 \times 10 = 1.70 \text{ m}$$

$$H' = 1.70 \text{ m}$$

- **Détermination de l'inclinaison de la paillasse**

$$\tan(a) = H'/2.40 = (1.53/2.40) = 0.64 \quad \text{donc} \quad a = 35.31^\circ$$

- **Détermination de la largeur de la paillasse:**

$$L_p = H / \sin \alpha = 1.7 / \sin 35.31 = 2.94 \text{ m} \quad L_p = 2.94 \text{ m}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$L_p / 30 \leq e \leq L_p / 20 \quad 9.80 \leq e \leq 14.70 \text{ cm}$$

On prend $e = 18 \text{ cm}$

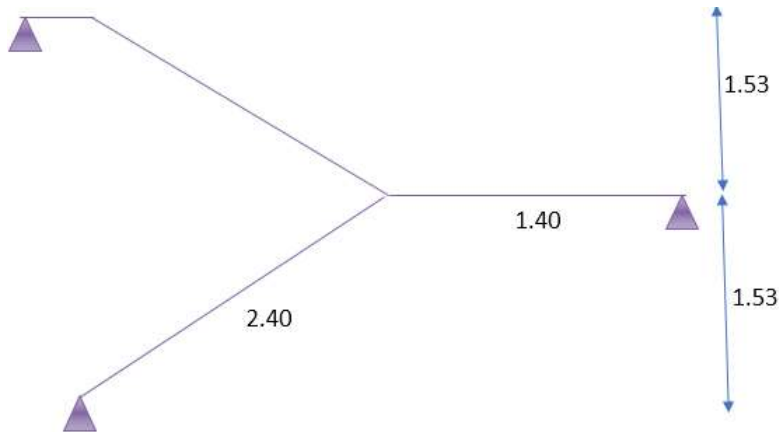


Figure IV.2. Schéma de l'escalier à deux volées

❖ **Descente des charges :**

Tableau IV.1. Les charges permanentes et d'exploitations

Les charges	Paillasse	Palier
Charges permanentes	9.18	5.89
Charges d'exploitation	2.5	2.5

❖ **Combinaison des charges :**

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m linéaire.

Pour la volée :

$$\text{ELU : } P_{uv} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 16.14 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{sv} = (G+Q) \times 1 = 11.68 \text{ KN/ml}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } P_{up} = (1.35G+1.5Q) \times 1 = 11.70 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{sp} = (G+Q) \times 1 = 8.39 \text{ KN/ml}$$

Tableau IV.2. Combinaison d'action

Combinaison des charges	Paillasse	Palier
ELU	16.14	11.70
ELS	11.68	8.39

❖ Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

- Réactions d'appuis :

$$a=2,40\text{m} ; b=1,4\text{m}$$

ELU:

$$R_A + R_B = aP_{uv} + bP_{up}$$

$$R_A + R_B = 55.116\text{KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow (P_{uv} \times (a^2/2)) + (P_{up} \times b)(b/2+a) = R_B(a+b)$$

$$R_B = 98.01/3.80 = 25.79 \text{ KN}$$

$$R_A = 55.116 - R_B$$

$$R_A = 29.326\text{KN}$$

ELS:

De même méthode on trouve :

$$R_A = 21.348 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,43 \text{ KN}$$

❖ Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

ELU :

$$\checkmark 0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

Tableau IV.3. Sollicitations de la poutre (1^{er} tronçon) à l'ELU

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = RA - P_{sv} \times x$	$M(x) = RA \times x - P_{sv} (x^2/2)$
$T(0) = 29,326$	$M(0) = 0$
$T(2,40) = -3.845$	$M(2,84) = 23.8992$

✓ $2,40 \leq x \leq 3.80 \text{ m}$

Tableau IV.4. Sollicitations de la poutre (2^{ème} tronçon) à l'ELU

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = RA - P_{uv} \times x$	$M(x) = RA \times x - P_{uv} (x^2/2)$
$T(2.40) = -9.41$	$M(2.40) = 23.8992$
$T(3.80) = -32.006$	$M(3.80) = -5.092$

- Le moment max est à 'X₀' tel que :

$$0 \leq x \leq 2,84 \text{ m}$$

$$T(x) = RA - P_{uv} \times x$$

$$T(x_0) = 0$$

$$* X_0 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x_0) = M(1.82) = 26.642 \text{ KN.m}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus:

$$\text{En appuis} \dots\dots M_{au} = 0,2M_{0u} = 5.328 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée} \dots\dots M_{tu} = 0,8M_{0u} = 21.313 \text{ KN.m}$$

ELS

$$✓ \quad 0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

Tableau IV.5. Sollicitations de la poutre (1^{er} tronçon) à l'ELS

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = RA - P_{sv} \times x$	$M(x) = RA \times x - P_{sv} \times (x^2/2)$
$T(0) = 21.348$	$M(0) = 0$
$T(2,40) = -6.684$	$M(2,40) = 51.235$

$$2,40 \leq x \leq 3.80 \text{ m}$$

Tableau IV.6. Sollicitations de la poutre (2^{ème} tronçon) à l'ELS

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = RA - P_{sv} \times a - P_{sp} (x-a)$	$M(x) = RA \times x - P_{sv} \times a \times (x-2,4/2) - P_{sp}(x-a)^2/2$
$T(2,40) = -6.684$	$M(2,40) = 51.235$
$T(3.80) = -18.430$	$M(3.80) = 53.279$

- **Le moment max à 'X0' tel que :**

$$0 \leq x \leq 2,84 \text{ m}$$

$$T(x) = RA - P_{sv} \times x$$

$$T(x_0) = 0$$

$$*X_0 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x_0) = M(1.82) = 19.508 \text{ KN.m}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus:

$$\text{En appuis} \dots\dots \text{Mas} = 0,2M_0u = 3.902 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée} \dots\dots \text{Mts} = 0,8M_0u = 15.607 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{tu} = 21.313 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$$\frac{M_{tu \max}}{f d^2 b} = \frac{21.313 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (16)^2 \times 100} < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sqrt{1 - 2\mu} = 0.075$$

$$u = \frac{M_{tu \max}}{\sigma_s \beta d} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$\min \frac{0.23 b d ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale égale à **1.70 cm²** > **At=3.95 cm²**.....CV

Donc le ferrailage choisit est :

At travée = 6T10 = 4.71cm²

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{ts} = 15.607 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{21.313}{15.607} = 1.40$$

$$\frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > 0.075 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Commentaire :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

• **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.98\text{cm}^2/m_L.$$

• **Choix des armatures :**

On choisit : 3T8 = 1.51 cm²

B. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{au} = 5.328 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tu \max}}{f d^2 b} = \frac{5.328 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (16)^2 \times 100} = 0.015 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.015 < \mu_{ab} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019.$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.992$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{au} = \frac{M_{au \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{5328}{348 \times 0.992 \times 16} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale égale à 1.93 cm² > Aa = 1 cm².....CV

$$A_a = \max(A_a ; A_{min}) = 1.93 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_a \text{ appui} = 4T8 = 2.01\text{cm}.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{as} = 15.607 \text{ KN.m}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale égale à $1.93 \text{ cm}^2 > A_a=1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

$A_a = \max(A_a ; A_{min}) = 1.93 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage choisit est :

$A_a \text{ appui} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}.$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$M_{as} = 15.607 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{5.328}{3.902} = 1.36$

$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > 0.019$ **Condition vérifiée.**

❖ **Commentaire :**

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.S. seront maintenues.

• **Armatures de répartition :**

$A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1}{4} = 0.25 \text{ cm}^2 / m_L$

• **Choix des armatures :**

$4T8 / m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$

$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$T_{u \max}(x) = 21.348 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{21.348}{100 \times 16} = 0.13$

$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$

Donc les armatures transversale ne sont pas nécessaires

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

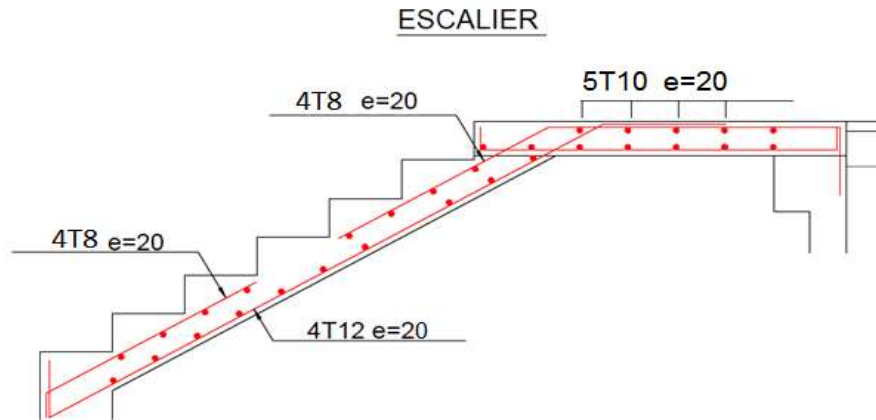


Figure IV.3. Ferrailage d'escalier

❖ Etude de la poutre palier :

i. -Dimensionnement :

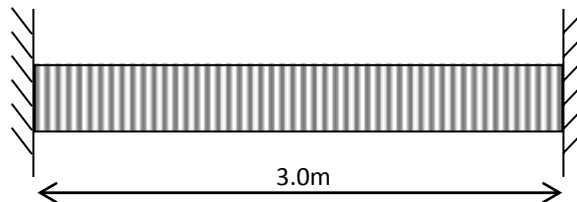


Figure IV.4. Schéma statique de la poutre palier

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

✓ Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

L=300cm

$300/15 \leq h \leq 300/10 \rightarrow 20 \leq h \leq 30$ On prend $h=30$ cm.

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

✓ **Vérification : d'après R.P.A 99 vers 2003 •**

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

on prend $b=h=30\text{cm}$

▪ **Définition des charges :**

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2.25\text{KN/m}$

- $G_{\text{palier}} = G_p \times 1,4 = 5.89 \times 1,4 = 8.246\text{ KN/m}$

- $G_{\text{volée}} = G_v \times 2,40/2 = 11.016\text{ KN/m}$

- $G_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times 3,06/2 = 2,76 \times 1,53 = 8.50\text{ KN/m}$

Alors : $G = 30.192\text{ KN/m}$

- $Q = 2,5 \times (2,40 + 1,4)/2 = 4.75/m$

ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 47.884\text{ KN/m}$

ELS : $P_s = (G + Q) \times 1 = 34.942\text{ KN/m}$

ii. Réactions d'appuis :

ELU

$$F=0 \Rightarrow R_A + R_B = 4P_u$$

$$R_A + R_B = 143.652\text{KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow (P_u \times (a^2/2)) = 3R_B$$

$$R_B = 71.826\text{ KN}$$

$$R_A = 71.814\text{ KN}$$

ELS

De même méthode on trouve :

$$R_B = 52.413\text{ KN}$$

$R_A = -17.47 \text{ KN}$

Tableau IV.7. Sollicitations de la poutre palière à l'ELU

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = R_A - P_{upp} \times x$	$M(x) = R_A \times x - P_{upp} (x^2/2)$
$T(0) = 71.814$	$M(0) = 0$
$T(3) = -71.838$	$M(3) = 0$

Le moment max à 'X0' tel que :

$0 \leq x \leq 3 \text{ m}$

$T(x) = R_A - P_{upp} \times x$

$T(x_0) = 0$

* $X_0 = 1.50 \text{ m}$

$M_{max} = M(x_0) = M(1.50) = 53.856 \text{ KN.m}$

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus:

En appuis $M_{au} = 0,3M_{0u} = 16.771 \text{ KN.m}$

En travée $M_{tu} = 0,8M_{0u} = 43.08 \text{ KN.m}$

Tableau IV.8. Sollicitations de la poutre palière à l'ELS

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
$T(x) = R_A - P_{spp} \times x$	$M(x) = R_A \times x - P_{spp} (x^2/2)$
$T(0) = -17.47$	$M(0) = 0$
$T(3) = -122.296$	$M(3) = -104.829$

i. Calcul du ferrailage :

✓ **En travée :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$M_{tu} = 43.08 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\frac{M_{tu \max}}{f d^2 b} = \frac{43.08 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (16)^2 \times 100} < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$(\sqrt{1 - 2\mu}) 0.$$

$$\frac{M_{tu \max}}{\sigma_s \beta d} = 4.96 \text{ cm}^2.$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\mu_{bu} > 0,03 \Rightarrow \text{Pas de vérification de } A_{\min}.$$

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_{travée} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_{t \leq \min} : \begin{cases} 10 \text{ mm} \\ H/30 = 300/30 = 10 \text{ mm} \\ b/10 = 300/10 = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

cadre en $\phi 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$St \leq \min(0,9h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 27 \text{ cm}$$

On opte : $St = 20 \text{ cm}$

○ **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{au} = 16.771 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\frac{M_{au \max}}{f d^2 b} = \frac{16.771 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (27)^2 \times 30} < 0.392 \text{ calcul}$$

A' n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{1 - 2\mu} = 0.069$$

$$A_u = \frac{M_{au \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{16771}{348 \times 0.972 \times 27} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_a \text{ appui} = 3HA10 = 2 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$10 \text{ mm}$$

$$\phi t \leq \min : H/30 = 300/30 = 10 \text{ mm}$$

$$b_0/10 = 300/10 = 30 \text{ mm}$$

cadre en $\phi 10 \text{ mm}$

Espacement

$$St \leq \min(0.9h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 27 \text{ cm}$$

On opte : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max}(x) = -71.838 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bxd} = \frac{71.838}{0.3 \times 0.27} = 0.886.$$

$$\tau_u < \min(0.2 \times (f_c/28 / 1.5) = 3.33 ; 5 \text{ MPas})$$

$$\tau_u = 0.886 < 3.33$$

Donc les armatures transversale ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification des contraintes :**

○ **En travée :**

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > 0.159 \quad \text{Condition vérifiée .}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

○ **En appuis :**

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > 0.069 \quad \text{Condition vérifiée } 0.43 > a$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

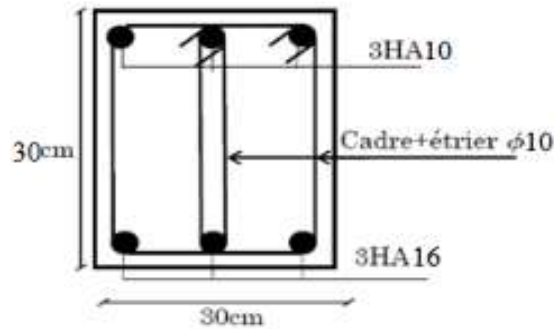


Figure IV.5. Dessin du ferrailage

2. Balcons :

Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Pour une bande de 1m de largeur :

Pour notre balcon $G=5.86$ KN.

Calcul de la charge due au poids du mur :



$$G_m = 2.76 \text{ KN}$$

Epaisseur du mur : $e = 34 \text{ cm}$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m} \dots P = 2.76 \times 2.82 = 7.78 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3.50 \text{ KN}$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_b = Q \times 1 = 3.50 \text{ KN.}$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle **(B.A.E.L.91)**.

$$\Phi_{\max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 24 \text{ cm.}$$

$$\Phi_{\max} < \frac{24}{10} = 2.4 \text{ cm.}$$

Donc ; on prendra : $\Phi=25\text{mm}$

a. Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = 10 + \frac{25}{2} = 22.5\text{mm}$$

• **Hauteur utile :**

$$d = h_d - C = 24 - 2.25 = 21.75 \text{ cm}$$

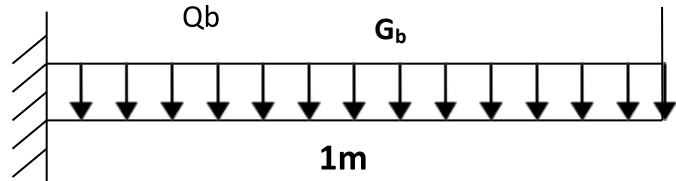


Figure IV.6. Schéma statique du balcon

Moments fléchissant :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = [1.35G + 1.5Q] \times \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1.00 = [1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 3.5] \times \frac{100^2}{2} - 1.35 \times 7.78 \times 1$$

$$M_u = -17.08 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_s = -[G + Q] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00 = [5.86 + 3.5] \times \frac{1^2}{2} - 7.78$$

$$M_s = 12.46 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_u = 17.08 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\frac{M_{u \max}}{f_d^2 b} = \frac{17.08 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (21.75)^2 \times 100} < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sqrt{1 - 2\mu} = 0.032$$

$$t_u = \frac{17.08}{\sigma_s \beta d} = 2.82 \text{ cm}^2.$$

$$\min \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 21.75 \times 2.1}{400} \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale égale à $2.62 \text{ cm}^2 < A_t = 2.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_s = 12.46 \text{ KN.m}$$

Flexion simple
 Section rectangulaire sans A'
 Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{17.08}{12.46} = 1.37$$

$$\frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > 0.032 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Commentaire**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s)).

b. Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35P$$

$$= (1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 3.50) \times 1 + 1.35 \times 7.78$$

$$T_u^{\max} = 23.664 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{23.664}{100 \times 21.75} = 0.02.$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u = 0.01 < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}. \quad \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

✓ **Condition de la flèche :**

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

✓ **Vérification si la flèche est nécessaire:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \longrightarrow \frac{18}{100} = 0.18 > 0.05 \text{ cv}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.126 > 0.05 \Rightarrow C.V.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 21.75} = 0.0002 < 0.05$$

-Commentaire

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

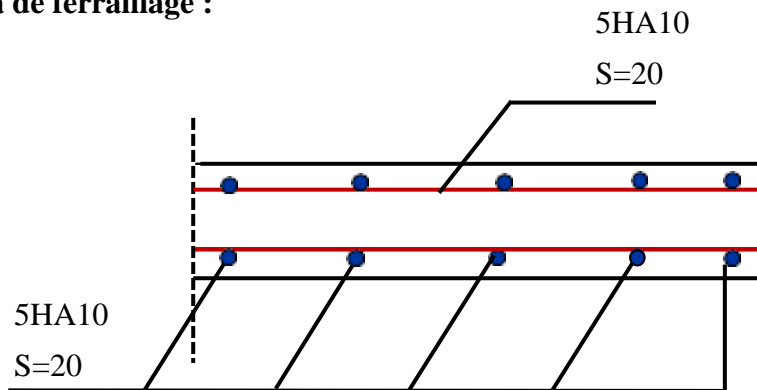


Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

$$S=(0.10 \times 0.60) + (0.07 \times 0.12) + ((0.03 \times 0.12) / 2) = 0.0702 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0702 \text{ m}^2$$

❖ **Poids propre de l'acrotère**

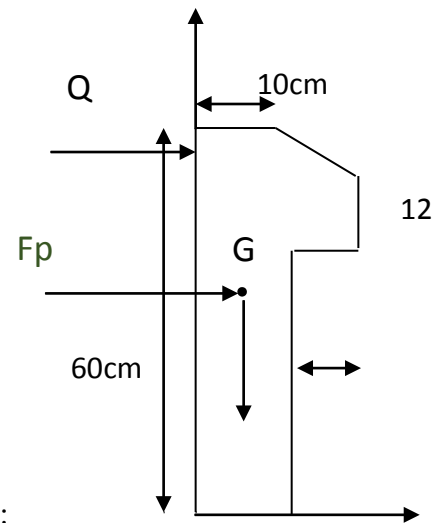
$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr} \times 1m = 25 \times 0.0702 \times 1 = 1.75 \text{ KN.}$$

Charge d'exploitation : Q= 1KN/ml

La surface de l'acrotère (S_{acr}) :

$$S_{acr} = (0.10 \times 0.60) + (0.07 \times 0.12) + ((0.03 \times 0.12) / 2) = 0.0702 \text{ m}^2$$

Charge d'exploitation : Q= 1KN/ml.



La détermination des efforts est montrée dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Les efforts à l'E.L.U et l'E.L.S

	ELU	ELS
Moment d'encastrement M (KN.m)	$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6$ $M_u = 0.9$	$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6$ $M_{ser} = 0.6$
L'effort normal M (KN.)	$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.755$ $N_u = 2.37$	$N_{ser} = G$ $N_{ser} = 1.755$
L'effort tranchant M (KN.)	$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1$ $T_u = 1.5$	$T_{ser} = Q$ $T_{ser} = 1$

❖ **ELU :****Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.37} = 0.379 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0.12 - 0.025 = 0.025 \text{ m}$$

$$e_u = 0.379 \text{ m} > h/2 - c = 0.025 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion :

$$M_1 = N_u \times e$$

Avec

e : La distance entre le point d'application de la force et la fibre la plus éloignée.

$$e = e_u + (h/2 - c) = 0.379 + 0.025 = 0.404 \text{ m}$$

$$M_1 = 2.37 \times 0.404 = 0.957 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_1}{N_u \sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.957 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.075^2} = 0.011$$

$$\mu_1 = 0.392 \text{ (acier HA)}$$

$$\mu = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

$$\alpha = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - (0.4 \times 0.013) = 0.994$$

Donc $A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = 2.51 \text{ cm}^2 = 0.368 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc une compression.

$$A = A_1 \left(1 - \frac{Nu}{100 \times \sigma_s} \right) = 0.369 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A' = A'1 \quad \square \square A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 0.369 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times ft \geq \frac{0.23 \times b \times d \times ft \times 28}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.075 \times 2.1400 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.369 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$

On prend 4T8 et $A = 2.01 \text{ cm}^2$

Armature de répartition

$$A_4 \leq A_r \leq A_2 \quad ; \quad 2.14 \leq A_r \leq 2.012$$

$$0.502 \leq A_r \leq 1.005$$

On prend 3T8 avec $A_r = 1.5 \text{ cm}^2$

a. Espacement:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = [3h = 3 \times 10 = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rep}} = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = [4h = 4 \times 10 = 40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}.$$

✓ Vérification à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 1.755 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de l'excentricité:

$$e_s = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{1.755} = 0.341 \text{ m}$$

On doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t}) \right] = 201.63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = M_{ser} / I \times Y$$

$$Y = 15 \times (A' + A) \frac{15 \times (A' + A)}{b} \times \left[\frac{1 + b(d \times A + d' \times A')}{7.5(A + A')^2 - 1} - 1 \right] = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times Y^2}{3} + 15 \times [A(d - Y)^2 + A'(Y - d)^2] = 1182.7 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser} \times Y^2}{I} = 0.6 \times 10^6 \frac{0.6 \times 10^6}{1182.7 \times 10^4} = 0.050 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 20.5 = 1.025 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \times K(d - Y) = 15 \times 0.05 \times (75 - 20.5) = 40.875 \text{ Mpa} > 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \left(0.15 \times 25 / 1.5; 4\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_{ub} \times d = 1.5 \times 10^3 \times 10^3 \times 75 = 0.02$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le béton seul répond à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de l'effort tranchant

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - M_u / 0.9 \times d = 1.5 - 0.900 / 0.9 \times 0.075$$

$$F = -11.83 \text{ KN} < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

✓ Vérification au séisme

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant le RPA 99 version 2003 : $F = 4.A.C_p.W_p$.

A: Coefficient d'accélération;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux **RPA99 [groupe d'usage 2, zone III]**

Cp: Facteur de force horizontale; $C_p = 0.8$ [**RPA 99 page 43 Tab. 6.1**]

Wp: Poids propre de l'élément : $W_p = 1.712 \text{ KN}$.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712$

$F_p = 1.369 \text{KN} < Q = 1.5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

.Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

Le ferrailage de l'acrotère est montré dans la figure suivante :

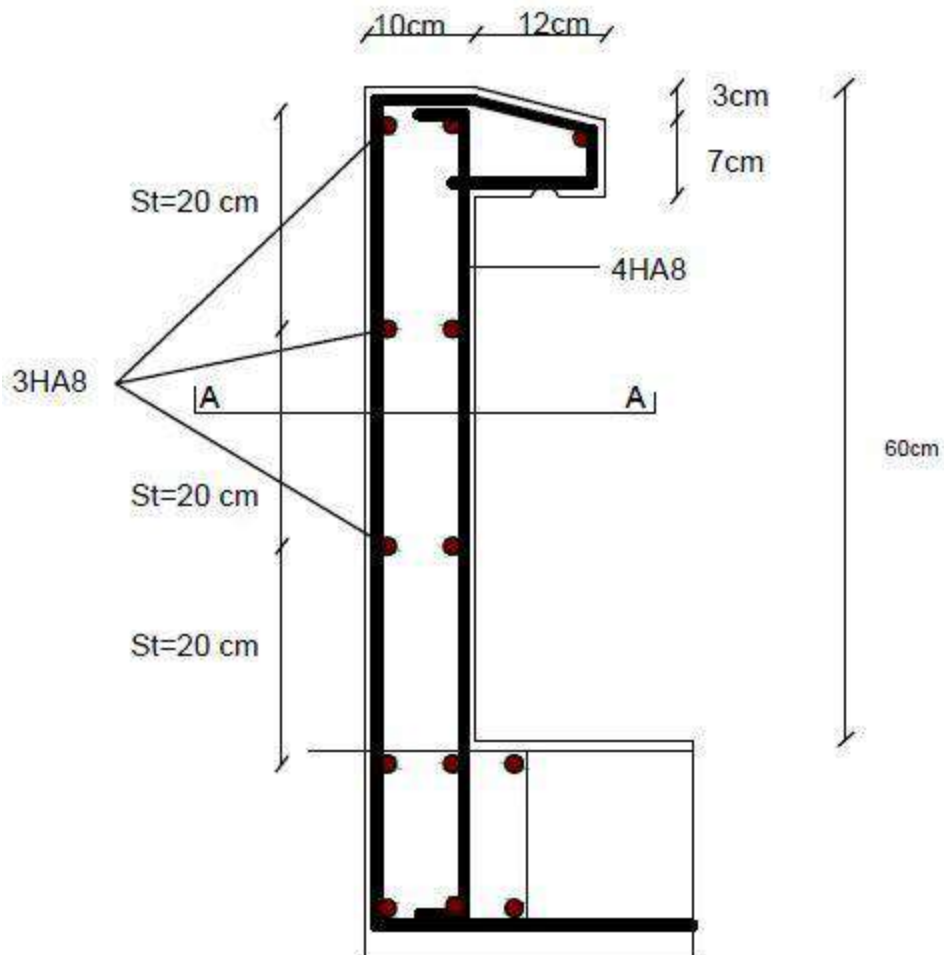


Figure IV.9. Ferrailage d'Acrotère

Table des matières

1-Introduction :	91
2-Objectif de l'étude dynamique :	91
3-Méthodes de calcul :	91
A. Méthode statique équivalente :	91
B. Méthode dynamique modale spectrale :	92
C. Choix de la méthode de calcul :	92
4- Modélisation:	96
a. Présentation du logiciel :	96
b. Etapes de modélisation :	97
c. Modélisation des éléments structuraux	97
d. Présentation de la vue en 3D :	97
e. Disposition des voiles	98
f. Caractéristiques Géométriques :	99
g. Modes de vibration et participation massique :	101
5-Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien (RPA99version2003) :	103
A. -Vérification du comportement dynamique :	103
B. -Vérification de la période fondamentale selon (Article 4.2.4, RPA99/v.2003) :	104
• Conclusion	105
C. Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :	107
D. -Efforts tranchants à la base (Analyse modale spectrale) :	107
6-Vérification de l'effort normal réduit :	108
7-Vérification des déplacements latéraux inter-étage	108
8- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	109
9. Vérification de renversement	111
9-Conclusion générale :	113

Liste des Tableaux :

Table V.1. Valeurs des pénalités	94
Table V.2. Les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et les Voiles	95
Table V.3. du centre de masse ; du centre de rigidité et l'excentricité.....	100
Table V.4. Périodes et facteurs de participation modale (résultats Robot 2016).....	101
Table V.5. Période fondamentale de calcul	105
Table V.6. Efforts sismiques par la méthode statique équivalente	107
Table V.7. Effort tranchant à la base	107
Table V.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	107
Table V.9. Vérification de l'effort normal réduit	108
Table V.10. Vérification des déplacements inter-étage	109
Table V.11. Vérification de l'effet P- Δ	110
Table V.12. Vérification de renversement sur la direction X	111
Table V.13. Vérification de renversement sur la direction Y	112

Liste des Figures

Figure V.1. Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %.....	95
Figure V.2 Diagramme Distribution de l'effort normal en %.....	96
Figure V.3. La vue en 3D de la structure	98
Figure V.4. La disposition des voiles	99
Figure V.5. Premier mode de vibration	102
Figure V.6. Deuxième mode de vibration	102
Figure V.7. Troisième mode de vibration	103

1-Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période...etc.**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

2-Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3-Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du **RPA.9 (Version 2003)**, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

A. Méthode statique équivalente :

Principe : Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées

successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

B. Méthode dynamique modale spectrale :

• **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

C. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 2. Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente

- La hauteur de la structure : **H = 31.57m > 23 m**

➤ **-Méthode dynamique modale spectrale :**

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.
- W : Poids de la structure.
- Q : facteur de qualité.

○ **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

a. Coefficient d'accélération A :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre Bâtiment est implanté dans la zone IIa t et appartient au groupe d'usage 2

$$A = 0.15$$

b. Périodes caractéristiques T1 ; T2

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 Site meuble «S3»** → **T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.5 s**

c. Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger ⇒ $\zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum^6 Pq \dots \dots \dots \text{(Art 4.4 R.P.A 2003).}$$

Ou :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau V.1. Valeurs des pénalités

Critère	Observé (Oui ou Non)	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution		0,1
Q (totale)	1.15	

e. Coefficient de comportement global (R) :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003**).

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

D'abord on a supposé que notre structure est un système de contreventement par des voiles donc on prit $R=3.5$ pour pouvoir calculer avec logiciel rebot les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et par les voiles.

Et ensuite on a traduit en pourcentage la répartition des charges verticales et horizontales pour connaître le comportement de notre structure

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et les Voiles

Etage	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
2eme sous sols	964,93	851,25	-19617,48	1031,51	969,58	-7695,98
1er sous sols	827,41	709,1	-18057,69	1156,96	1101,01	-7114,43
RDC	969,52	884,73	-16658,88	978,32	892,79	-6581,1
1	1025,68	955,22	-15069,61	852,62	759,7	-6032,57
2	1047,66	1002,27	-13553,14	738,93	629,41	-5488,98
3	936,84	903,09	-11788,01	736,65	626,17	-5166,61
4	919,95	897,2	-10288,05	628,31	519,76	-4634,64
5	848,29	838,48	-8849,75	558,99	453,24	-4012,88
6	762,7	765	-7413,57	487,61	388,31	-3388,98
7	681,82	700,45	-5980,05	390,51	295,9	-2763,15
8	514,6	540,28	-4430,85	350,24	270,49	-2224,85
9	427,07	467,46	-3019,56	202,18	128,34	-1576,07
10	380,77	467,59	-1683,71	-15,11	-117,59	-880

Les diagrammes ci-dessous récapitulent la distribution des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles en pourcentage

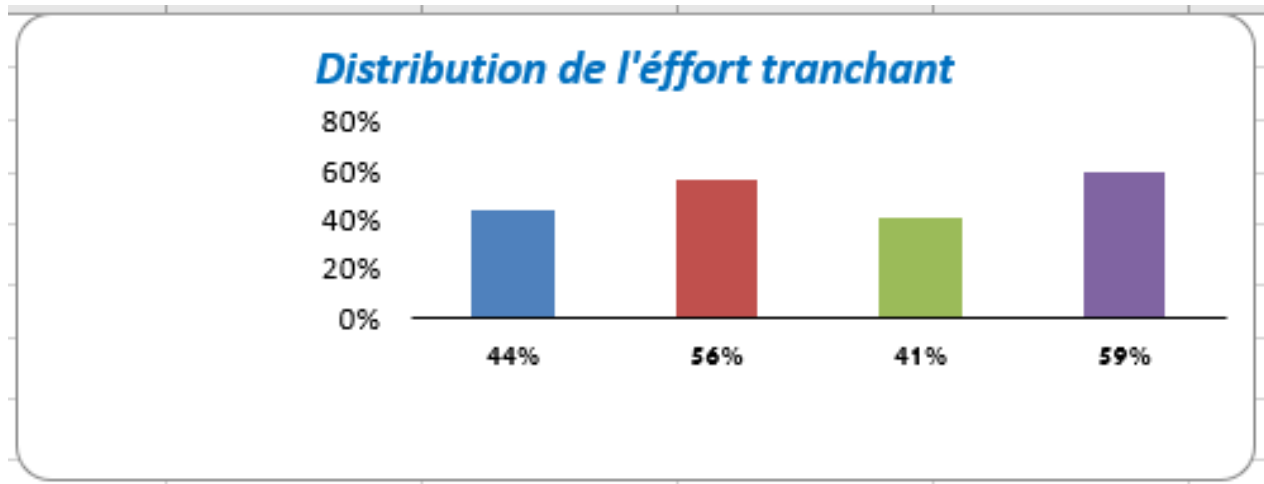


Figure V.1. Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %

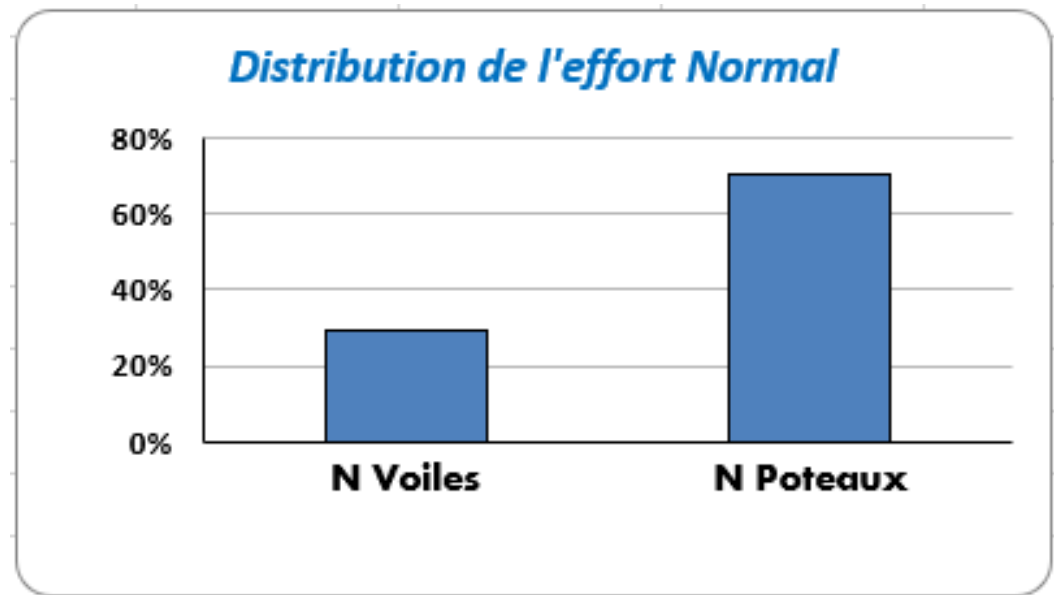


Figure V.2. Diagramme Distribution de l'effort normal en %

❖ **Commentaire :**

La structure étudiée est de type portiques contreventés par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 3.5$.

4- Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du noeud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sur le nom « **Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2019** ».

a. Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;

- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

b. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

c. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on a choisit

d. Présentation de la vue en 3D :

- La modalisation de notre structure à partir de ce logiciel nous a donné la vue en3D suivante :

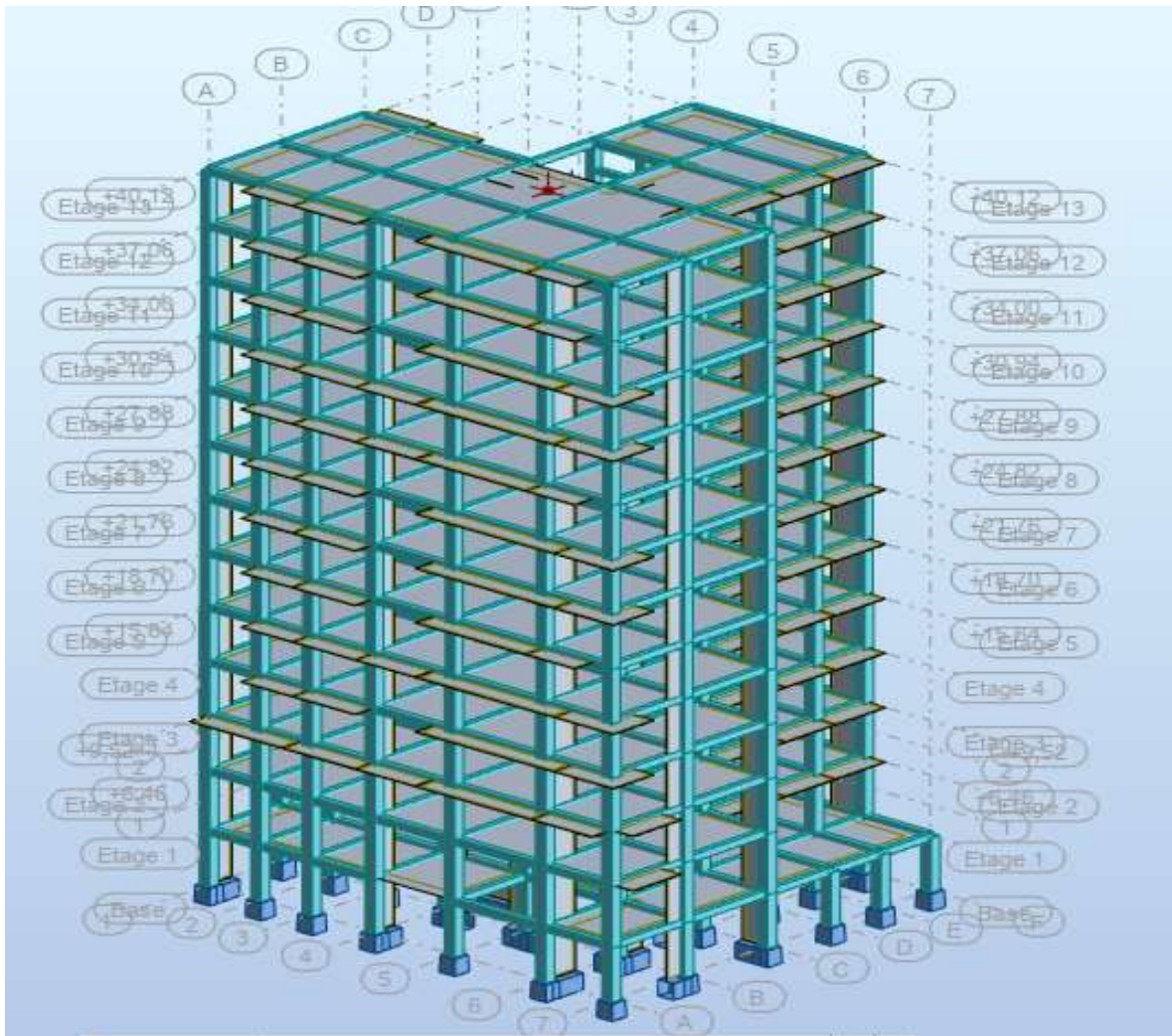


Figure V.3. La vue en 3D de la structure

e. Disposition des voiles

Le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale.

Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, on a essayé au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique en appliquant ainsi les formules empirique du **(RPA99/V2003)** qui permettent d'obtenir les périodes propres et de les comparer avec plusieurs variantes afin d'avoir un meilleur comportement dynamique.

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité surfaisant tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

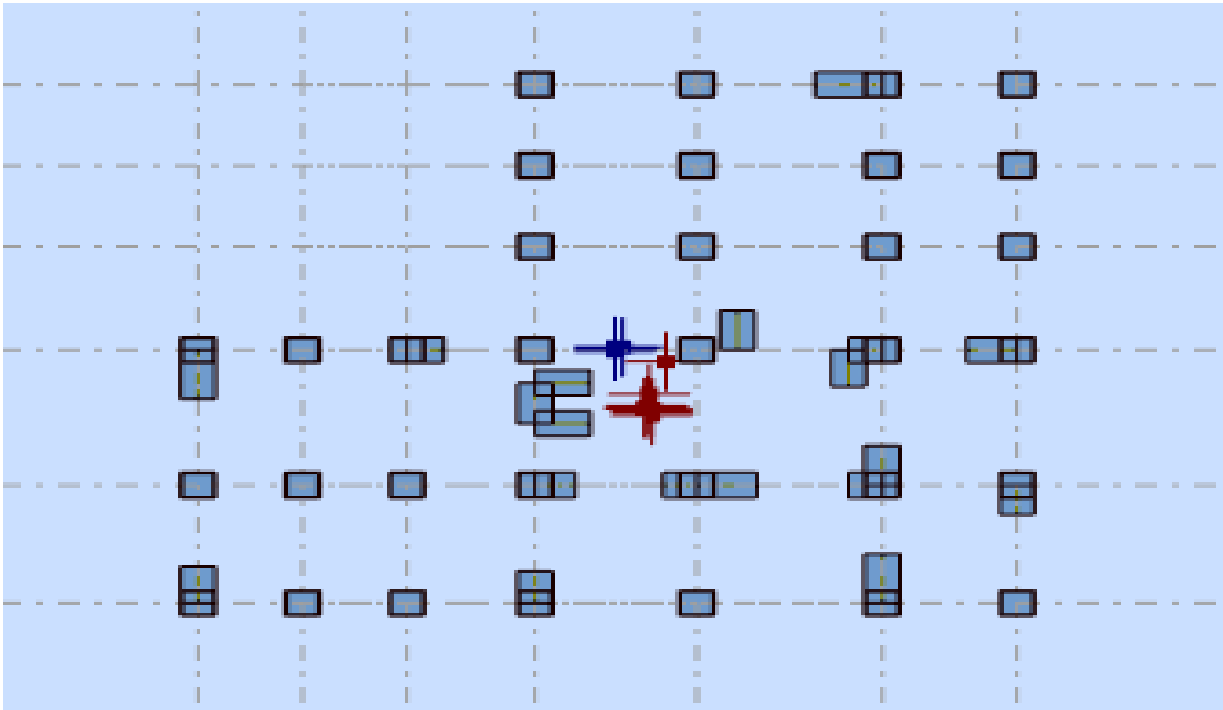


Figure V.4. La disposition des voiles

f. Caractéristiques Géométriques :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

e Le centre de Masse.

e Le centre de Torsion.

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux.

a) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ❖ Excentricité théorique.
- ❖ Excentricité accidentelle.
- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau V.3. du centre de masse ; du centre de rigidité et l'excentricité

Etage	Centre de masse		Centre de Rigidité		Excentricité	
	XG Cm	YG cm	XR cm	YR cm	ex	ey
2eme sous sols	13.86	9.81	12.60	10.41	1.26	0.61
1er sous sols	13.41	8.52	12.37	10.25	1.05	1.73
RDC	13.47	7.63	12.37	10.25	1.10	2.61
1	13.48	7.91	12.37	10.25	1.12	2.34
2	13.47	7.79	12.37	10.25	1.10	2.46
3	13.32	8.02	12.37	10.35	0.95	2.33
4	13.48	7.91	12.37	10.35	1.12	2.44
5	13.48	7.91	12.37	10.35	1.12	2.44
6	13.31	7.90	12.37	10.35	0.94	2.45
7	13.47	7.79	12.37	10.35	1.10	2.56
8	13.48	7.91	12.37	10.43	1.12	2.52
9	13.32	8.02	12.37	10.43	0.96	2.41
10	13.24	7.94	12.37	10.43	0.88	2.49

g. Modes de vibration et participation massique :

Après l'analyse automatique par le logiciel Rebot 2019, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Les valeurs critiques dans le tableau sont en gras on les a exploité dans l'analyse suivante :

Tableau V.4. Périodes et facteurs de participation modale (résultats Robot 2016)

Mode	Période(s)	Facteurs de participation massique			
		Masse modale UX%	Masse modale UY%	Masse cumulée UX %	Masse cumulée UY
1	1,01	1,42	65,97	1,42	65,97
2	0,93	70,47	2,95	71,89	68,92
3	0,88	3,66	5,15	75,55	74,07
4	0,3	0,23	10,26	75,77	84,33
5	0,29	10,12	0,62	85,9	84,95
6	0,26	1,12	1,36	87,02	86,31
7	0,21	0	0,01	87,02	86,33
8	0,21	0	0,01	87,02	86,34
9	0,21	0	0	87,02	86,34
10	0,2	0	0	87,02	86,34
11	0,2	0	0,02	87,02	86,36

- **Schémas des modes de vibration :**

1^{er} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,73s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens X avec 66.64%

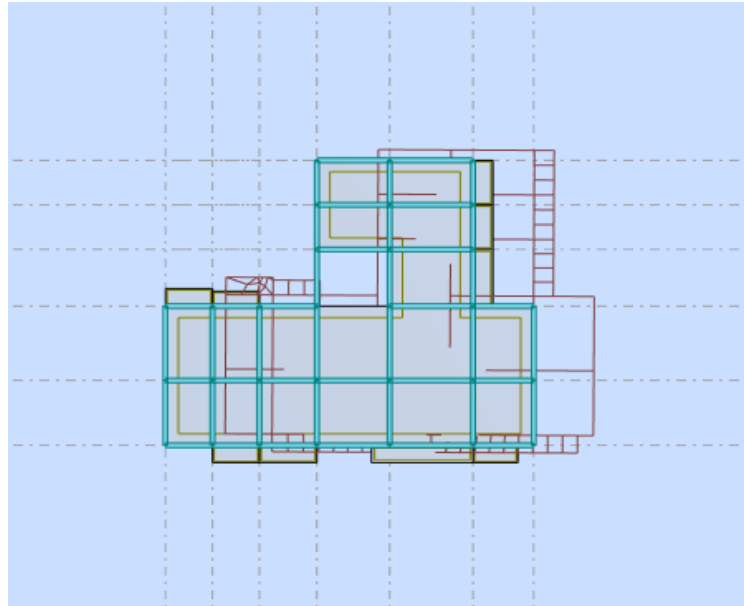


Figure V.5. Premier mode de vibration

2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0,62s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens Y avec 58.79%

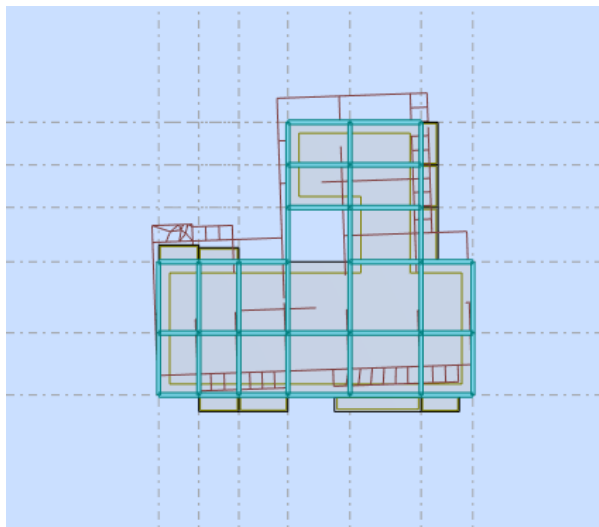


Figure V.6. Deuxième mode de vibration

3^{er} mode : c'est un mode de torsion suivant de période $T_1=0,53s$

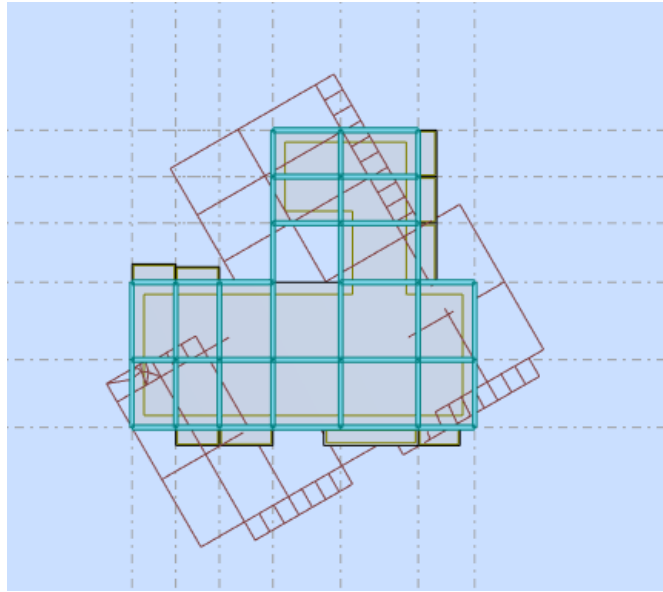


Figure V.7. Troisième mode de vibration

5-Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

A. -Vérification du comportement dynamique :

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (**Art 4.3.4 RPA 2003**).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et:} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Avec :

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol

T_K : la période du mode K.

La période dans le 11^{ème} mode : $T_{11}=0.2 \dots cv$ **Condition de vérification**

❖ **Commentaire :**

Direction xx : 11^{ème} mode : Masse cumulée = 87.02% Direction yy : 11^{ème} mode : Masse cumulée = 86.36 %

B. -Vérification de la période fondamentale selon (Article 4.2.4, RPA99/v.2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

❖ La Première formule :

La formule empirique (4-6 donnée par le **RPA99/v.2003**) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

⇒ Application de la formule :

Cas bâtiment en béton armé ⇒ $C_T = 0,05$

Dans notre cas on n'a pas inclus le sous sol dans l'analyse dynamique donc $h_N = 40.12$ m Alors : $T = 0,05 \times (40.12)^{3/4} = 0.79$ sec ⇒ $T = 0,79$ sec

$$(T_x = T_y = 0.79 \text{ sec})$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.79s \leq 3s \quad \Rightarrow \quad D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.625}$$

❖ La Deuxième formule :

La formule 4.7 **RPA 99/ v.2003**

$$\frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

⇒ Application de la formule :

$h_N = 40.12 \text{ m}$

Application de la formule pour calcul de Tx et Ty (empirique) .

a) - sens longitudinale : $D_x = 24.30\text{m}$ $T_x = 0.73\text{sec}$

b) - sens transversale : $D_y = 23.10\text{m}$ $T_y = 0.78\text{sec}$

D’après **RPA99/v.2003**, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la pluspetite des deux valeurs données respectivement par **(4.6) et (4.7)**.

$T_{X \text{ empirique}} = \min (T, T_x) = \min (0.79, 0.73) = \mathbf{0.73 \text{ s}}$

$T_{Y \text{ empirique}} = \min (T, T_y) = \min (0.79, 0.78) = \mathbf{0,78 \text{ s}}$

• **T analytique :**

Cette période est calculée à l’aide du Logiciel rebot en utilisant la méthode d’analyse modale Dans le deuxième mode on trouve Tx analytique =**0.93s** Dans le premier mode on trouve Ty analytique =**1.01s**

• **Conclusion**

Pour trouver la période fondamentale de calcul du D on a comparé les différentes périodes en suivant l’interprétation de **(l’article 4-2-3deRPA99version2003)** résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5. Période fondamentale de calcul

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D
Cas 1 : $T \text{ analytique} < T \text{ empirique}$	$T = T \text{ analytique}$
Cas 2: $T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1.3T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$
Cas 3 : $T \text{ analytique} > 1.3T \text{ empirique}$	$T = 1.3T \text{ empirique}$

- Suivant le sens x la période de calcul est Tx:

$T_{\text{empirique}} = \min \{ T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2}) \} = 0.73 \text{ s}$

$1.3T_{\text{empirique}} = 0.95 \text{ s}$

➔ **$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 \cdot T_{\text{empirique}}$**

$T_x = T_{\text{empirique}} = 0.73 \text{ s}$

- Suivant le sens y la période de calcul est T_y :

On prend : $T_{\text{empirique}} = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\} = 0.78 \text{ s}$

- $1.3 T_{\text{empirique}} = 1.01 \text{ s}$

➔ $T_{\text{dynamique}} \geq 1.3 \cdot T_{\text{statique}}$.

$T_y = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.01 \text{ s}$

❖ T_1 et T_2 :

On a: le site d'implantation est de classe **S3** dans une zone de sismicité **Ia**.

Donc selon le **tableau 4-7 de l'article 4-3-3 RPA99/v.2003**,

e $T_1 = 0.15 \text{ s}$

e $T_2 = 0.50 \text{ s}$

Calcul de D suivant le sens x et suivant le sens y :

e $T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.73 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.713}$

$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 1.01 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.379}$

- **Facteur de qualité Q : $Q = 1.15$**
- **Coefficient de comportement global (R) :**

le coefficient de comportement global de la structure égale à : **$R = 3.5$**

- **W : poids total de la structure.**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (**formule 4-5 RPA99/v.2003**)

$$W = \sum W_i$$

Avec W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$. Donc à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

La masse totale calculée par **Rebot**:

$$W = 2956041 \text{ KG} = 29560.4101 \text{ KN.}$$

En appliquant l'équation :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Tableau V.6. Efforts sismiques par la méthode statique équivalente

Paramétre	A	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	0,15	1,15	1,713	1,379	3.5	28988.86	2495.679	2009.073

C. Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismique a la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

D. -Efforts tranchants à la base (Analyse modale spectrale) :

Tableau V.7. Effort tranchant à la base

V _x (KN)	2447.43
V _y (KN)	1970.23

Le tableau ci dessous récapitule la vérification :

Tableau V.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens longitudinal(x-x)	2447.43	2025,01	1957.95	Condition vérifiée
Sens transversal(y-y)	1970.23	2078,73	1576.18	Condition vérifiée

6-Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = N / B.f_{c28} \leq 0.3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal,

B : section du poteau

Tableau V.9.Vérification de l'effort normal réduit

Zone	Section	N(N)	Bc (mm)	fc28 (Mpa)	v	Remarque
1	60×60	1987660	360000	25	0.2208	C.V
2	55x55	1245910	302500	25	0,1647	C.V
3	50x50	457240	250000	25	0,0731	C.V

❖ Commentaire :

Condition $V < 0.30$ est vérifiée

7-Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau V.10. Vérification des déplacements inter-étage

Etage	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	H_k (cm)	1% H_k (cm)
1	0,279	0,271	306	3,06
2	0,717	0,731	340	3,40
3	0,799	0,828	306	3,06
4	0,886	0,963	306	3,06
5	0,895	0,978	306	3,06
6	0,911	0,973	306	3,06
7	0,852	1,007	306	3,06
8	0,800	0,916	306	3,06
9	0,721	0,769	306	3,06
10	0,634	0,821	306	3,06
11	0,585	0,710	306	3,06
12	0,490	0,526	306	3,06
13	0,395	0,515	306	3,06

❖ **Commentaire :**

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\square \Delta_k < 1\%h_k$.

8- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$k \gg P_k = \sum(WGi + 0.2WQi)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

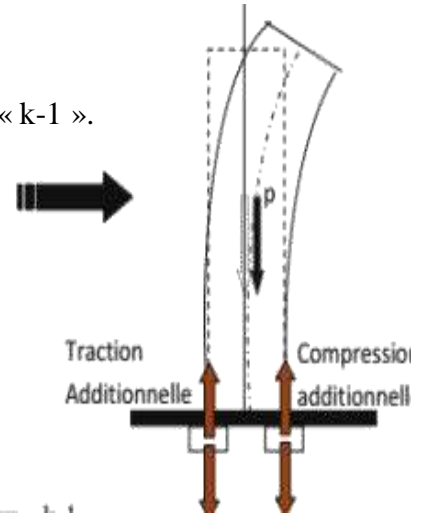


Tableau V.11.Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	θ_x	θ_y	verification
10	306	2692.68	365.66	349.99	0.395	0.515	0.009	0.01	≤ 0.1
9	306	4845.66	629.25	595.8	0.490	0.526	0.01	0.01	≤ 0.1
8	306	7029.31	864.84	810.77	0.585	0.710	0.01	0.02	≤ 0.1
7	306	9243.66	1072.33	996.35	0.634	0.821	0.02	0.02	≤ 0.1
6	306	11427.34	1250.31	1153.31	0.721	0.769	0.02	0.02	≤ 0.1
5	306	13610.98	1407.28	1291.72	0,800	0,916	0.03	0.03	≤ 0.1
4	306	15794.63	1548.26	1416.96	0,852	1.007	0.03	0.04	≤ 0.1
3	306	17947.61	1673.49	1529.27	0.911	0,973	0.03	0.04	≤ 0.1
2	306	20161.96	1786.59	1631.68	0,895	0.978	0.03	0.04	≤ 0.1
1	306	22345.61	1878.30	1714.91	0,886	0.963	0.03	0.04	≤ 0.1
RDC	306	24613.51	1947.84	1777.52	0,799	0,828	0.03	0.04	≤ 0.1
1er S- sols	340	26658.35	1984.37	1810.11	0,717	0,731	0.03	0.03	≤ 0.1
2eme S-Sol	306	28988.86	1996.45	1820.83	0,279	0,271	0.01	0.01	≤ 0.1

9. Vérification de renversement

$$M_r = F_x \times h_k$$

$$M_s = W_i \times X_G$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

F_t : Force sismique totale.

➤ Condition : $\frac{M_s}{M_r} > 1.5$

- Direction X

Tableau V.12. Vérification de renversement sur la direction X

Niveau	h_k (m)	V_x (KN)	F_x (KN)	W (KN)	X_G (m)	M_r (KN m)	M_s (KN m)	Vérification $\frac{M_s}{M_r} > 1.5$
2eme sous sols	3.06	1850,81	17.4	28988.86	13.48	53.24	390769.83	Condition Vérifiée
1er sous sols	6.46	1833,71	41.49			268.03		Condition Vérifiée
RDC	9.52	1792,22	72.57			690.87		Condition Vérifiée
1	12.58	1719,65	90.38			1136.98		Condition Vérifiée
2	15.64	1629,27	106.54			1666.29		Condition Vérifiée
3	18.7	1522,73	113.53			2123.01		1

4	21. 76	1409,2	124.63			2711.95		Condition Vérifiée
5	24. 82	1284,57	137.48			3412.25		Condition Vérifiée
6	27. 88	1147,09	156.94			4375.49		Condition Vérifiée
7	30. 94	990,15	186.01			5755.15		Condition Vérifiée
8	34	804,14	215.1			7313.40		Condition Vérifiée
9	37. 06	589,04	244.7			9068.58		Condition Vérifiée
10	42. 12	344,34	344.34			14503.6 0		Condition Vérifiée

- Direction Y

- Tableau V.13. Vérification de renversement sur la direction Y

Niveau	hk (m)	Vy(KN)	Fy(KN)	W(KN)	YG(m)	Mr(K nm)	Ms(Kn m)	Vérificat ion $\frac{Ms}{Mr} > 1.5$
2eme sous sols	3.06	1714,8	17.28	28988.8 6	7.91	52.88	229301.8 8	Condition Vérifiée
1er sous sols	6.46	1697,52	39.97			258.21		Condition Vérifiée

RDC	9.52	1657,55	68.71			654.12		Condition Vérifiée
1	12.58	1588,84	84.98			1069.0 5		Condition Vérifiée
2	15.64	1503,86	98.96			1547.7 3		Condition Vérifiée
3	18.7	1404,9	103.88			1942.5 6		Condition Vérifiée
4	21.76	1301,02	112.15			2440.3 8		Condition Vérifiée
5	24.82	1188,87	122.38			3037.4 7		Condition Vérifiée
6	27.88	1066,49	139.76			3896.5 0		Condition Vérifiée
7	30.94	926,73	167.7			5190.8 0		Condition Vérifiée
8	34	759,03	197.77			6724.1 8		Condition Vérifiée
9	37.06	561,26	229.87			8518.9 8		Condition Vérifiée
10	42.12	331,39	331.39			13958. 15		Condition Vérifiée

9-Conclusion générale :

Suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 et d'après les résultats obtenus et les vérifications réalisées, On peut dire notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Nous pouvons dire aussi que la conception adoptée reflète le comportement typique.

Sommaire du Chapitre VI

1. Ferrailage des poutres :	114
2. Calcul des armatures longitudinales :	114
A. Poutres principales.....	114
a. Exemple de calcul des armatures longitudinales	114
a. Calcul des armatures longitudinales.....	115
b. Etat limite ultime (E.L.U.)	115
c. Choix des armatures:	115
d. Conclusion.....	116
f. Choix des armatures:	117
• Détermination des armatures :.....	117
• Conclusion :	117
• Détermination des armatures :.....	118
❖ Pourcentage exigé par RPA99/v.2003.....	118
B. Ferrailage Longitudinal pour les poutres principales des autres étages :.....	119
C. Ferrailage Longitudinal pour les poutres secondaires des autres étages :	126
D. Calcul des armatures transversales.....	132
2. Ferrailage des poteaux :	133
A. Définition :.....	133
B. Le ferrailage	134

Liste des Tableaux :

Table VI.1. Résultats des sollicitations maximales	114
Table VI.2. Ferrailage longitudinal de poutre principale	119
Table VI.3. Sollicitations de calcul pour les poutres principales de chaque niveau	119
Table VI.4. tableau récapitulatif pour le ferrailage des poutres principales	120
Table VI.5. Résultats des sollicitations maximales poutre secondaire	125
Table VI.6. Ferrailage longitudinal de poutre secondaire	125
Table VI.7. Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires de chaque niveau ...	126
Table VI.8. tableau récapitulatif pour le ferrailage des secondaires	128
Table VI.9. Tableau récapitulatif des sollicitations	148
Table VI.10. Ferrailage des poteaux	149

Liste des Figures

Figure VI.1. Diagramme des moments à L'.ELU (Poutre Principale).....	115
Figure VI.2 Diagramme des moments à L'.ELS (Poutre Principale).....	116
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de poutre principale	131
Figure VI.4. Disposition constructive des armatures des poutres	133
Figure VI.5. Direction des moments et effort normal dans un poteau.	134
Figure VI.6. La zone nodale	135
Figure VI.7. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	137
Figure VI.8. Section réduite du béton.	138
Figure VI.9. Schéma statique	139
Figure VI.10. Zone nodale.....	148

1. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Rebot structural analyses 2019**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**

Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 G± E**

❖ **Etat limite de service : G+Q**

2. Calcul des armatures longitudinales :

A. Poutres principales

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification. Le ferraillage se fera dans les zones d'appuis ainsi qu'en travée en choisissant le moment maximal entre les différentes combinaisons (ELU, ELS, ACC) calculés par **Rebot**.

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferraillage de toutes les poutres d'étage correspondant

a. Exemple de calcul des armatures longitudinales

La Poutre principale la plus sollicitant est dans le 2^{ème} Sous-sols ;

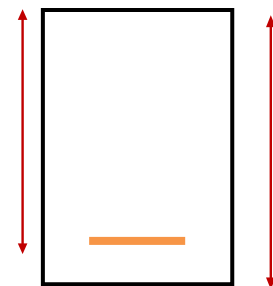
Tableau V.1. Résultats des sollicitations maximales

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)
35 × 40	69.41	-134.08	49.72	-96.01	37.77	-126.88

h = 0,40m

d = 0,36m

b=0,35m



a. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h = 0,40 \text{ m}$; $b = 0,35 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$

▪ Ferrailage En travée :

b. Etat limite ultime (E.L.U.)

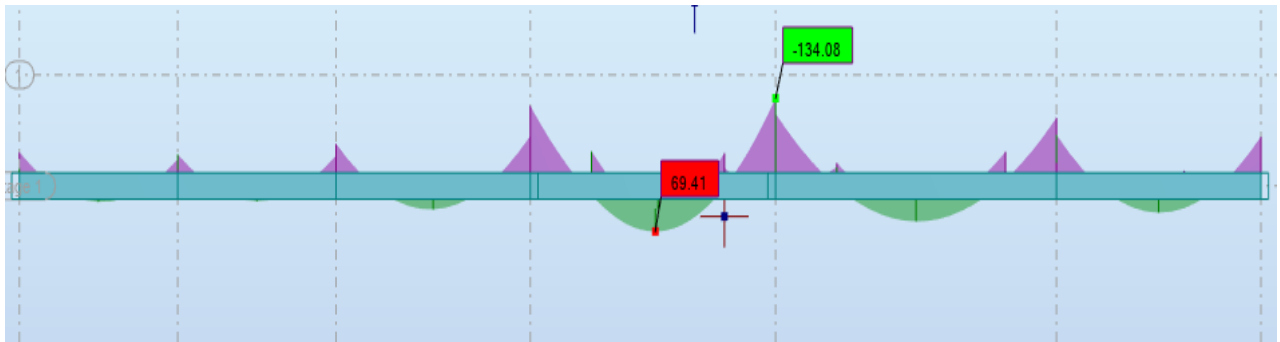


Figure VI.1 Diagramme des moments à L'.ELU (Poutre Principale)

$$M_{tu} = 69.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{tu \max}}{f d^2 b} = \frac{69.41 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (36)^2 \times 35} = 0.108 < 0.392$$

$\Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.143$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.143 = 0.943$$

$$\Rightarrow A_{tu} = \frac{M_{tu \max}}{\sigma_s \beta d} = 5.88 \text{ cm}^2.$$

c. Choix des armatures:

3HA16 ($A = 6.03$)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

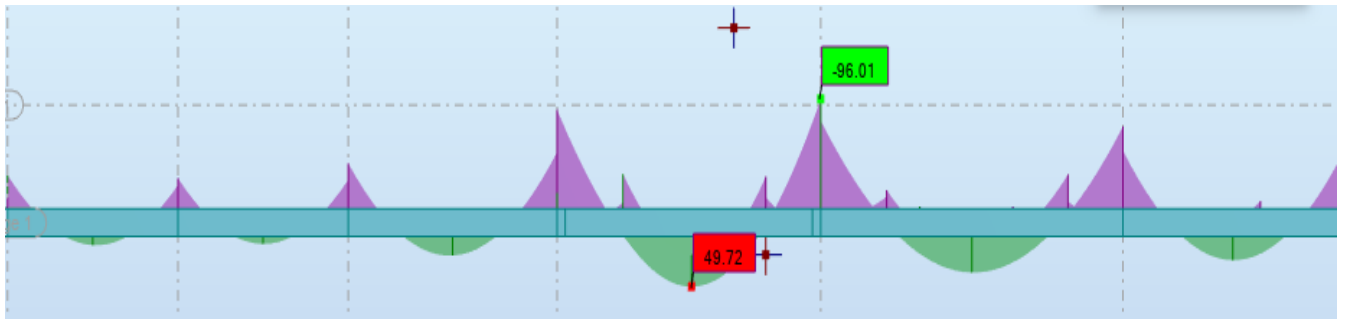


Figure V.2. Diagramme des moments à L'.ELS (Poutre Principale)

$$M_{ts \max} = 49.72 \text{ KN.M}$$

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sans A' - Acier FeE400 	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
--	---	---

Avec : $\nu = \frac{M_{tu \max}}{M_{ts \max}} = \frac{69.41}{49.72} = 1.4$

$$\alpha_t \leq \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.143 \leq 0.45 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d. Conclusion

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

e. **ACC :**

o **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$M_{tacc \max} = 37.77 \text{ KN.m}$$

- $\mu = \frac{M_{tacc \max}}{f d^2 b} = \frac{37.77 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (36)^2 \times 35} = 0.058 < 0.392 \text{ calcul}$

$$\mu = 0.058 < \mu_{ab} = 0.392$$

$A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.074$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.970$$

$$A_{tac} = \frac{M_{tac \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{37.77 \times 10}{348 \times 0.970 \times 0.36} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

f. Choix des armatures:

3HA16 (A=6.03 cm²)

- **Ferraillage au niveau des appuis**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.)**

M_{au} = -134.08 KN.m

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- $\mu = \frac{M_{au \max}}{f d^2 b} = \frac{134.08 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (36)^2 \times 35} = 0.208 < 0.392 \text{ calcul}$

$\mu = 0.208 < \mu_{ab} = 0.392$

A' = 0 (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.295.$

$\beta = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.882$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{au} = \frac{M_{au \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{134.08}{348 \times 0.882 \times 36} = 12.13 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

3HA16 Filantes + 2HA20 de renforcement (A=12.32 cm²)

Etat limite de service (E.L.S.) :

M_{as max} = -96.01 KN.m

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\nu = \frac{M_{tu \max}}{M_{ts \max}} = \frac{134.08}{96.01} = 1.4$

$\alpha \leq \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.143 \leq 0.45 \dots\dots\dots C.V$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

➤ **A ACC :**

$$M_{aa} = -126.88 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\bullet \quad \mu = \frac{M_{aa \max}}{f d^2 b} = \frac{126.88 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (36)^2 \times 35} = 0.196 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.196 < \mu_{ab} = 0.392$$

$A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.275.$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.890$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{au} = \frac{M_{a \max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{126.88 \times 10}{348 \times 0.882 \times 0.36} = 11.38 \text{ cm}^2.$$

• **Choix des armatures:**

6HA12 .

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2.$$

❖ **Commentaire :**

Après avoir calculé les sections de ferrailage à ELU et en ACC on doit choisir la section la plus grande en travée et en appuis tel que $A_a = 12.14 \text{ cm}^2$ et $A_t = 5.88 \text{ cm}^2$ et par la suite on doit les comparer avec les sections minimales exigée par le **RPA** et le **BAEL** comme suit :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/v.2003**

Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \square 35 \square 40 = 7 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \square 35 \square 40 = 56 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Donc pour adopter une section optimale de ferrailage on récapitule les différentes

sections obtenues dans le tableau ci-dessous et on choisit la plus grande.

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal de poutre principale

	A _{min}		A _{calculée}		A _{max}		Choix des Armatures
	BAEL	RPA					
En Appuis	1.52	7	A _t	A'	A _t	A'	3HA20+3HA16 =15.45 cm ²
			12.13	0	12.13	0	
En travée	1.52	7	A _t	A'	A _t	A'	5HA16=10.05cm ²
			5.88	0	7	0	

B. Ferrailage Longitudinal pour les poutres principales des autres étages :

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des Sollicitations de calcul obtenues à l'aide du logiciel Rebot 2019 :

Tableau V.3. Sollicitations de calcul pour les poutres principales de chaque niveau

Niveau	En Appuis			En Travée			T _{max} (KN)
	MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)	MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)	
Sous sol02	-134.08	-96.01	71.51 -126.88	69.41	49.72	35.75 -63.44	172.82
Sous sol01	-70.75	-51.22	119.35 -138.93	39.37	28.50	59.68 -69.47	65.43
RDC	-78.96	-57.06	132.14 -149.87	41.19	29.79	66.07 -74.94	66.74
1étage	-76.80	-55.58	137.63 -155.48	39.82	28.83	68.82 -77.74	65.57
2étage	-77.74	-56.24	137.58 -155.08	39.86	28.84	68.8 -77.54	66.01
3étage	-81.14	-58.66	133.37 -150.81	40.68	29.43	66.69 -75.41	68.86
4étage	-80.87	-58.52	124.92 -142.34	39.98	28.95	62.46 -71.17	67.16
5étage	-82.37	-59.60	114.38 -131.83	40.14	29.06	57.19 -65.92	67.78
6étage	-84.86	-61.33	102.02 -119.55	40.64	29.39	51.01 -59.78	70.27
7étage	-83.79	-60.62	91.79 -108.79	40.27	29.14	45.9 -54.4	68.45

8étage	-84.29	-60.99	79.77 -100.88	40.73	29.49	39.9 -50.44	68.71
9étage	-86.41	-62.47	70.41 -94.51	40.68	29.43	35.20 - 47.26	70.85
10étage	-108.64	-78.69	45.47 -113.47	59.88	43.49	22.74 -56.74	133.04

- Pour le calcul des différentes sections de ferraillage restantes, on a utilisé le logiciel **Rebot expert BA2010**, ci-dessous un tableau récapitulatif des différents résultats obtenus enexploitant les sollicitations prises pour le calcul précédemment
 ⇒le tableau récapitulatif pour le ferraillage des poutres principales :

Tableau V.4 tableau récapitulatif pour le ferraillage des poutres principales

Niveau	Zone	A _{min}		A _{calculée}		A _{max}		Choix d'armatures	A adoptée (cm ²)
		BAEL cm ²	RPA cm ²	A _{icm²}	A' cm ²	A _{t cm²}	A' cm ²		
Sous so	travée En	1.52	7	5.9	4.6	5.9	4.6	6HA12 3HA16	12.06 6.03
	appuis En	1.52	7	5.2	12.2	5.2	12.2	6HA12 3HA16+2HA20	12.06 12.32
L02	travée En	1.52	7	4.3	5	4.3	5	3HA16 3HA16	6.03
	appuis En	1.52	7	8.9	10.6	8.9	10.6	5HA16 6HA16	10.05 12.06
Sous so	travée En	1.52	7	4.3	5	4.3	5	3HA16 3HA16	6.03
	appuis En	1.52	7	8.9	10.6	8.9	10.6	5HA16 6HA16	10.05 12.06
L01	travée En	1.52	7	4.3	5	4.3	5	3HA16 3HA16	6.03
	appuis En	1.52	7	8.9	10.6	8.9	10.6	5HA16 6HA16	10.05 12.06
RDC	travée En	1.52	7	4.8	5.5	4.8	5.5	3HA16 3HA16	6.03
	appuis En	1.52	7	9.9	11.4	9.9	11.4	5HA16 6HA16	10.05 12.06
1étage	travée En	1.52	7	4.9	5.7	4.9	5.7	3HA16 3HA16	6.03
	appuis En	1.52	7	10.10	11.9	10.10	11.9	6HA16 6HA16	12.06

2 ^{étage}	En travée	1.52	7	5	5.7	5	5.7	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.52	7	10.4	11.8	10.4	11.8	6HA16 6HA16	12.06
3 ^{étage}	En travée	1.52	7	4.8	5.5	4.8	5.5	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.52	7	10	11.5	10	11.5	5HA16 6HA16	10.05 12.06
4 ^{étage}	En travée	1.52	7	4.5	6.9	4.5	6.9	3HA16 3HA16	6.05
	En appuis	1.52	7	9.4	10.8	9.4	10.8	5HA16 6HA16	10.05 12.06
5 ^{étage}	En travée	1.52	7	4.1	4.8	4.1	4.8	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.52	7	8.5	10	8.5	10	5HA16 5HA16	10.05
6 ^{étage}	En travée	1.52	7	3.7	4.3	3.7	4.3	3HA14 3HA14	4.62
	En appuis	1.52	7	7.6	9	7.6	9	5HA14 6HA14	7.70 9.24
7 ^{étage}	En travée	1.52	7	3.3	3.9	3.3	3.9	3HA14 3HA14	4.62
	En appuis	1.52	7	6.8	8.1	6.8	8.1	5HA14 6HA14	7.70 9.24
8 ^{étage}	En travée	1.52	7	3.3	3.6	3.3	3.6	3HA14 3HA14	4.62
	En appuis	1.52	7	5.8	7.5	5.8	7.5	3HA14+2HA12 3HA14+3HA12	6.88 8.01

9 ^{étage}	travée	En	1.52	7	3.3	3.4	3.3	3.4	3HA14	4.62
	appuis	En	1.52	7	5.1	7.4	5.1	7.4	3HA14+2HA12 3HA14+3HA12	6.88 8.01
10 ^{étage}	travée	En	1.52	7	5	4.1	5	4.1	3HA16	6.03
	appuis	En	1.52	7	3.2	9.5	3.2	9.5	3HA16 5HA16	6.03 10.05

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 146.43 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\Rightarrow \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T_u = 172820 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.5 \times 35 \times 20 \times 100 = 607425 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 12.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(172820 + \frac{69410}{32.4} \right) 10^{-2} = 5.03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$T_{u\max} = 172820 \text{ KN}$$

○ Fissuration non préjudiciable

$$\tau_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_{u\max} / b_{\text{bd}} = \frac{172.82 \times 10^3}{35 \times 32.4 \times 100} = 1.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 1.52 \text{Mpa} \leq \tau_u = 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

⇒ Pour les poutres secondaires : (h=40 ; b=30)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right) = 1.14$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{mm}$ de nuance d'acier FeE400 ⇒ $4\phi_8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.. (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta t1 \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau - 0.3 f_t)} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{35 \times (1.52 - 0.3 \times 2.1)} = 21 \text{cm.}$$

$$\delta t2 \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) = \min(0.9 \times 36 ; 40) \text{cm} = 32 \text{cm}$$

$$\delta t3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30 \text{cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 10 \text{cm} \quad \Rightarrow St = 10 \text{cm}$$

- Zone courante :

$$St \leq h/2; St = 15 \text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{cm}$$

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$\begin{cases} St = 15 \text{cm} & \text{en zone courante.} \\ St = 10 \text{cm} & \text{en zone nodale.} \end{cases}$$

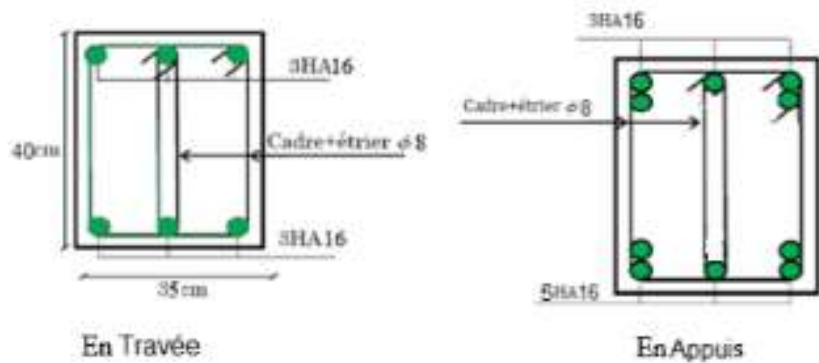
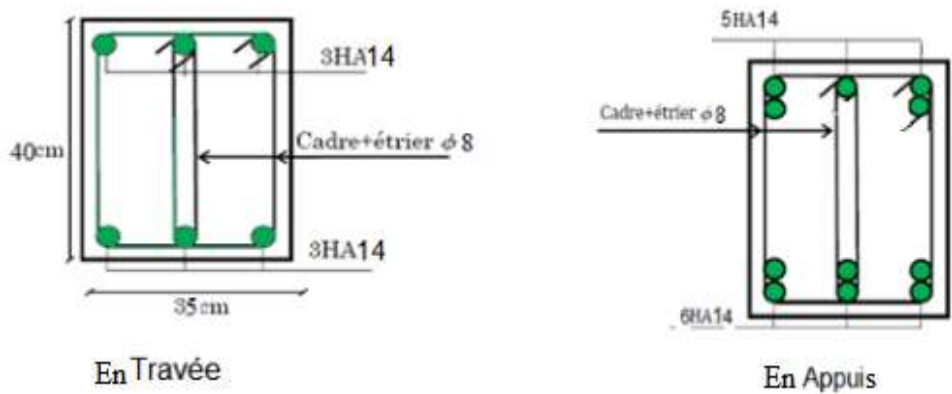
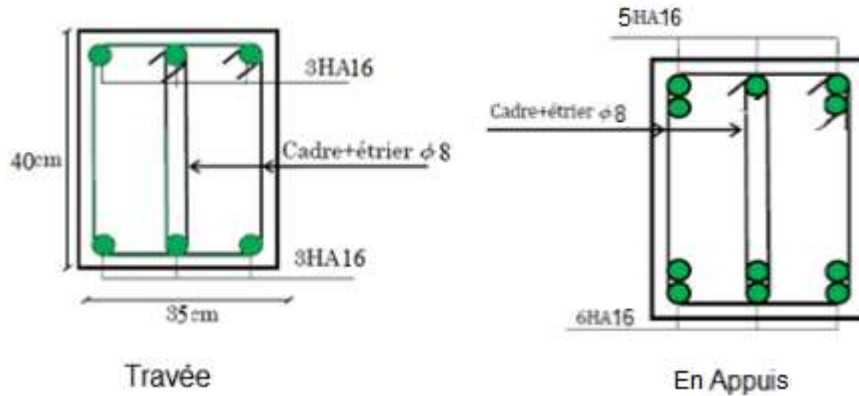
f) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$

- zone courante :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$



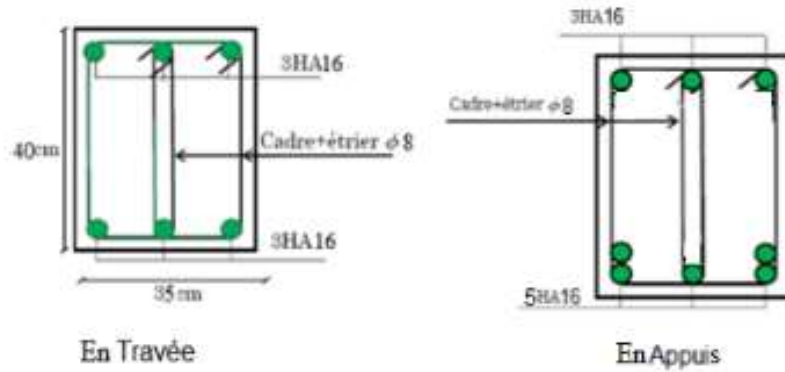


Figure V.3. Schéma de ferraillage de poutre principale

✚ Poutres secondaires

Exemple de calcul des armatures longitudinales

La Poutre secondaire la plus sollicitante est dans le 9^{ème} Etage ;

Tableau VI.5. Résultats des sollicitations maximales poutre secondaire

Section(cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)
30 x 40	41.63	-83.41	30.14	-60.40	37.72 -41.80	75.45 -83.59

❖ BAEL :

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2.$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Tableau VI.6 Ferraillage longitudinal de poutre secondaire

	A _{min}		A _{calculée} cm ²		A _{max} cm ²		Choix des Armatures
	BAEL	RPA					
En Appuis	1.3	6	A _t	A _'	A _t	A _'	A _' : 3HA14+2HA12 A _t : 5HA14
			5.6	7.3	5.6	7.3	
En travée	1.3	6	A _t	A _'	A _t	A _'	A _' 3HA14 A _t 3HA14
			3.4	3	3.4	3	

❖ **Commentaire :**

▪ **Sur appui :**

Armature sup :3HA12 Filantes + 3HA14 renfort

Armature inf 3HA12 Filantes + 2HA12 renfort

▪ **En travée**

Armature sup :3HA12 Filantes

Armature inf 3HA12 Filantes + 2HA12 renfort

C. Ferraillage Longitudinal pour les poutres secondaires des autres étages :

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des Sollicitations de calcul obtenues à l'aide dulongiciel Rebot 2019 :

Les sollicitations de calcul sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.7 Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	En Appuis			En Travée			Tmax (KN)
	MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)	MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)	
Sous sol2	-6.72	-4.84	75.53 -74.45	7.18	5.20	37.77 -37.23	5.52
Sous sol1	-74.01	-53.58	113.02 -131.57	40.47	29.29	56.51 -65.79	65.43
RDC	-76.31	-55.25	130.13 -147.89	40.29	29.17	65.07 -73.95	66.19
1étage	-77.06	-56.32	137.08 -154.68	40.36	29.21	68.54 -77.34	66.73
2étage	-79.06	-57.24	136.46 -154.86	40.51	29.33	68.23 -77.43	67.24
3étage	-80.22	-58.08	131.36 -148.48	40.73	29.48	65.68 -74.24	67.72
4étage	-81.71	-59.17	121.97 -138.51	40.76	29.50	60.99 -69.26	68.25
5étage	-82.77	-59.93	110.20 -126.14	40.83	29.56	55.10 -63.07	68.65
6étage	-83.78	-60.67	102 -112.06	40.84	29.57	51 -56.03	69
7étage	-83.94	-60.79	92.61 -99.75	41.06	29.73	46.31 -49.90	69.13
8étage	-84.32	-61.06	81.38 -90.68	41.22	29.84	40.69 -45.34	69.32

9étage	-83.41	-60.40	75.45 -83.59	41.63	30.14	37.73 -41.80	69.14
10étage	-40.69	-29.37	61.02 63.28	32.74	23.77	30.51 -31.14	33.62

- Pour le calcul des différentes sections de ferrailage restantes, on a utilisé le logiciel **Rebot expert BA2010**, ci-dessous un tableau récapitulatif des différents résultats obtenus enexploitant les sollicitations prises pour le calcul précédemment
 ⇒le tableau récapitulatif pour le ferrailage des poutres secondaires :

Tableau VI.8 tableau récapitulatif pour le ferrailage des secondaires

Niveau	zone	A _{min}		A _{calculée}		A _{max}		Choix d'armatures	A adoptée (cm ²)
		BAEL cm ²	RPA cm ²	A _t cm ²	A' cm ²	A _t cm ²	A' cm ²		
Sous so L02	En travée	1.3	6	2.7	2.6	2.7	2.6	3HA12 3HA12	6.79
	En appuis	1.3	6	5.6	5.5	5.6	5.5	5HA12 5HA12	5.65
Sous L01	En travée	1.3	6	4.1	4.8	4.1	4.8	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.3	6	8.5	10.1	8.5	10.1	5HA16 6HA16	10.05 12.06
RDC	En travée	1.3	6	5	5.7	5	5.7	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.3	6	9.8	11.4	9.8	11.4	5HA16 6HA16	10.05 12.06
1étage	En travée	1.3	6	5	5.7	5	5.7	3HA16 3HA16	6.03
	En appuis	1.3	6	9	9.12	9	9.12	5HA16 5HA16	10.05
2étage	En travée	1.3	6	5	5.7	5	5.7	3HA16 3HA16	6.03

	En appuis	1.3	6	10	11.9	10	11.9	5HA16 6HA16	10.05 12.06
	En travée	1.3	6	4.8	5.5	4.8	5.5	3HA16 3HA16	6.03
3 ^{étage}	En appuis	1.3	6	9.9	11.4	9.9	11.4	5HA16 6HA16	10.05 12.06
	En travée	1.3	6	4.4	5.1	4.4	5.1	3HA16 3HA16	6.03
4 ^{étage}	En appuis	1.3	6	9.2	10.6	9.2	10.6	5HA16 6HA16	10.05 12.06
	En travée	1.3	6	4	4.6	4	4.6	3HA16 3HA16	6.79
5 ^{étage}	En appuis	1.3	6	8.3	9.6	8.3	9.6	5HA16 5HA16	10.05
	En travée	1.3	6	3.7	4.1	3.7	4.1	3HA14 3HA14	4.62
6 ^{étage}	En appuis	1.3	6	7.6	8.5	7.6	8.5	5HA14 6HA14	7.70 9.24
	En travée	1.3	6	3.4	3.6	3.4	3.6	3HA14 3HA14	4.62
7 ^{étage}	En appuis	1.3	6	6.9	7.5	6.9	7.5	5HA14 5HA14	7.70
	En travée	1.3	6	3.4	3.3	3.4	3.3	3HA14 3HA14	4.62
8 ^{étage}	En appuis	1.3	6	6	7.3	6	7.3	5HA14 5HA14	7.70

9 ^{étage}	travée En	1.3	6	3.5	3	3.5	3	3HA14 3HA14	4.62
	appuis En	1.3	6	5.6	7.3	5.6	7.3	3HA14+2HA12 5HA14	6.88 7.70
10 ^{étage}	travée En	1.3	6	2.7	2.2	2.7	2.2	3HA12 3HA12	3.39
	appuis En	1.3	6	4.4	4.6	4.4	4.6	5HA12 5HA12	5.56

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_{u\max} = 69.14 \text{ kN}$$

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\Rightarrow \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T_u = 69400 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 20 \times 100 = 520650 \text{ N}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

h) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 12.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(69140 + \frac{41630}{32.4} \right) 10^{-2} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

i) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$T_{umax} = 69.14 \text{ kN} = 69140 \text{ N}$$

○ Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_{umax} / b_{0d} = \frac{69.14 \times 10^3}{30 \times 32.4 \times 100} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.71 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

j) Section et écartement des armatures transversales A_t :

⇒ Pour les poutres secondaires : (h=40 ; b=30)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right) = 1.14$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 ⇒ $4\phi 8 (A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}))$

k) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta t1 \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)} = 31.53 \text{ cm.}$$

$$\delta t2 \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36 ; 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta t3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min(h/4; 12 \phi_L; 30 \text{ cm}) = \min(40/4, 12 \phi_L, 30) = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$St \leq h/2; St = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Donc:

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 20\text{cm} \text{ en zone courante.} \\ St = 10\text{cm} \text{ en zone nodale.} \end{array} \right.$$

1) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :
 $At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$
- zone courante :
 $At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$

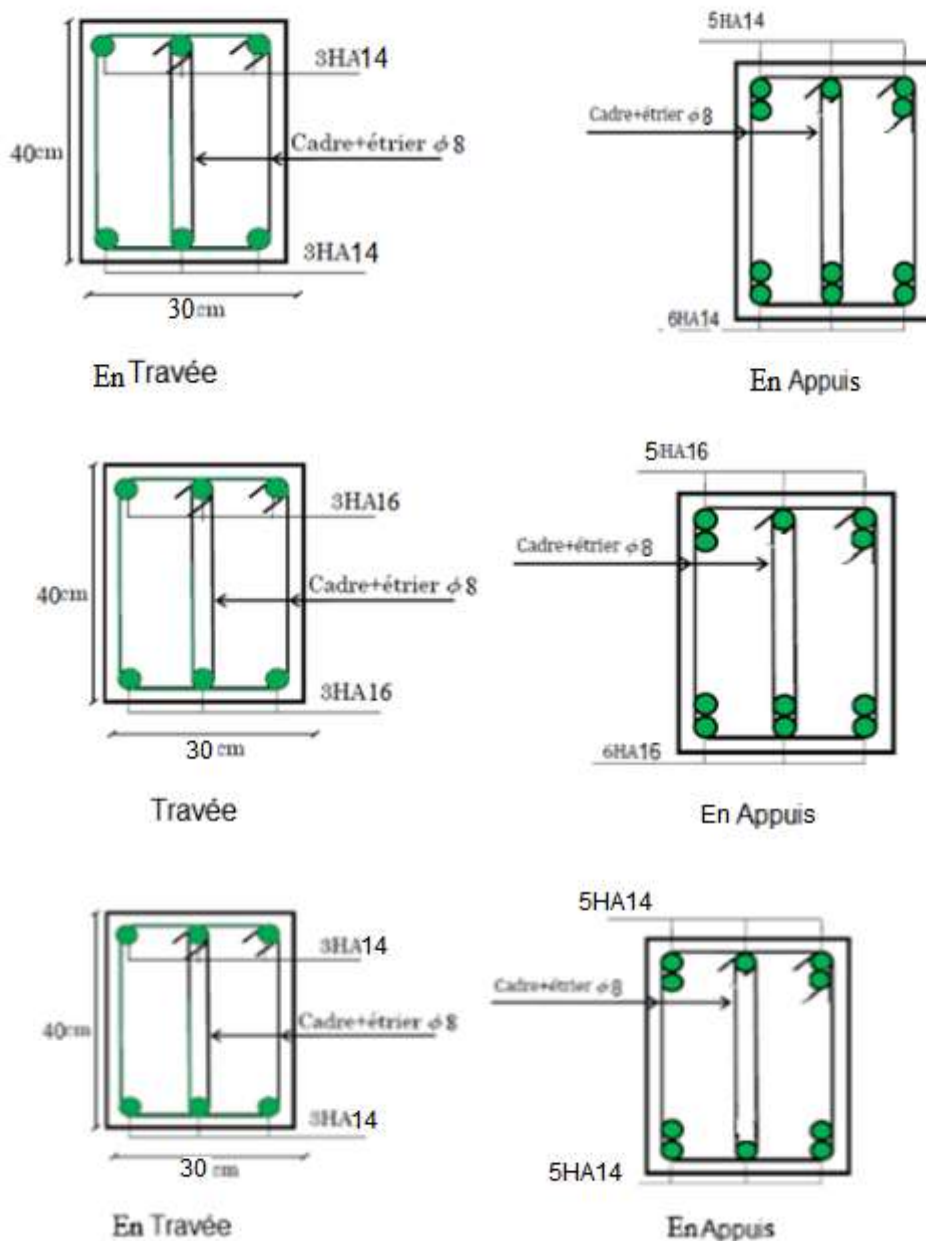


Figure V.3. Schéma de ferrailage de poutre principale

D. Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

❖ **Selon le BAEL91 :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t \times 28}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(32; 40\text{cm}) = 32 \quad \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):**

⇒ Pour les poutres principales : ($h=40 ; b=35$)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right) = 1.14$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

⇒ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right) = 1.14$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Selon le RPA99/version 2003 :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

❖ **L'espacement maximal (poutre principale (40x35)) :**

⇒ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min(h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min(40/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \quad \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

⇒ En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 20\text{cm} \quad \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ L'espacement maximal (poutre secondaire (40x30)) :

⇒ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = 10 \quad \Rightarrow \quad St = 10\text{cm}$$

⇒ En zone courante :

$$St \leq h/2; St = 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad St = 20\text{cm}$$

Donc:

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$

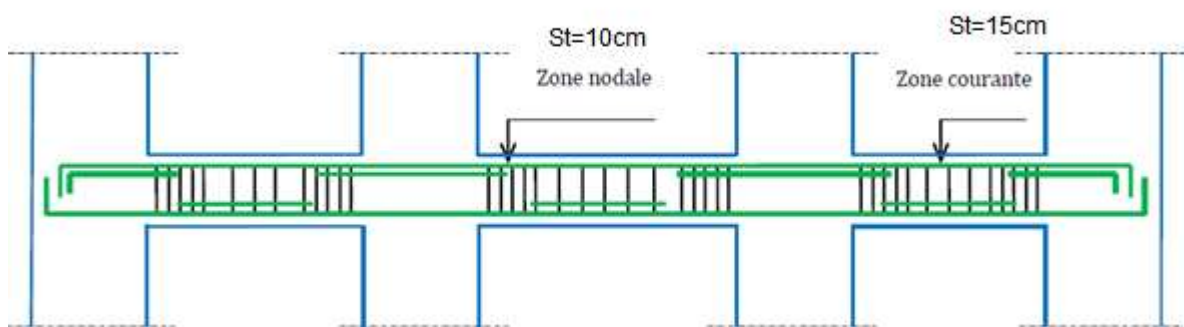


Figure VI.4. Disposition constructive des armatures des poutres.

2. Ferrailage des poteaux :

A. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés

• Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - Effet du vent ;
 - Effet de la dissymétrie des charges ;
 - Effet de changement de la température;
 - Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).
- Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

- Sens y-y

Sens x-x

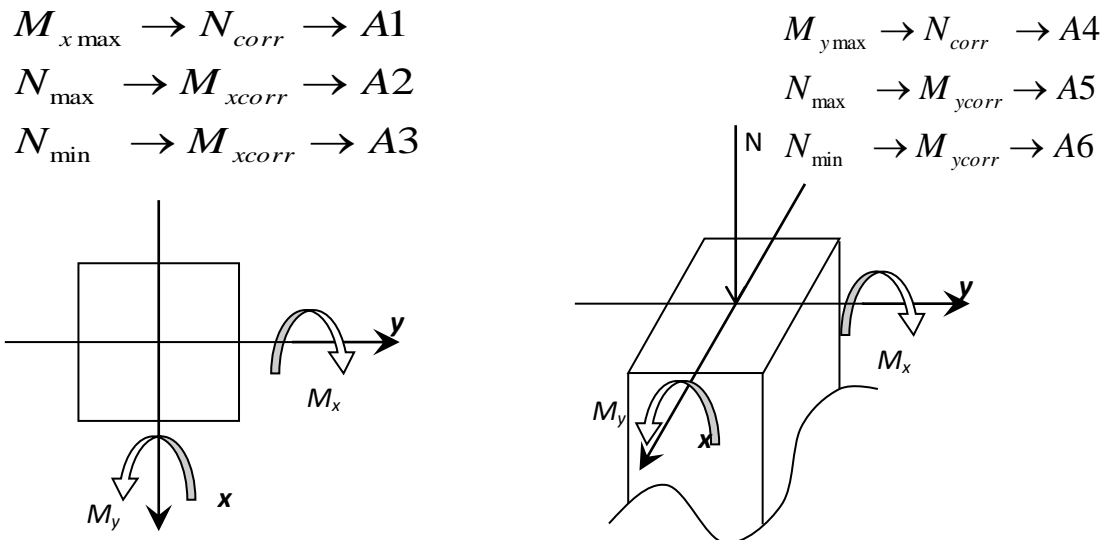


Figure VI.5. Direction des moments et effort normal dans un poteau.

- Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

B. Le ferrailage

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

✓ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont : $L'=2h$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

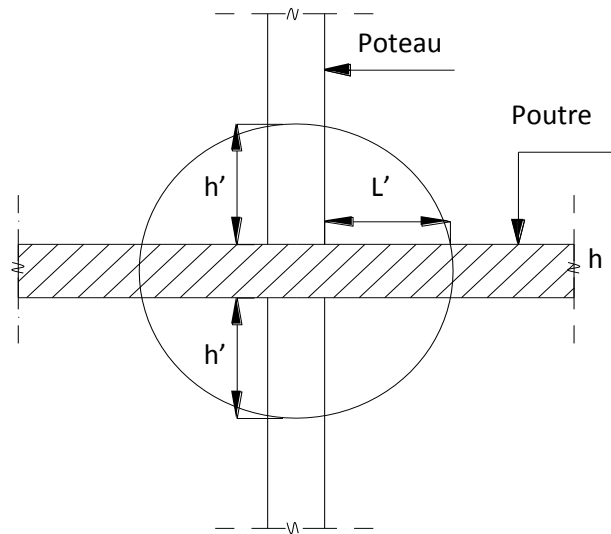


Figure VI.6. La zone nodale

b et **a** : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

• **Conditions de BAEL91** : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\% B \leq A_L \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min(b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

➤ **Les armatures transversales :**

☑ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g.

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \quad \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \blacklozenge \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

- Zone nodale : δ_t ≤ min (10∅_L ; 15cm) (zone IIa)
- Zone courante : δ_t ≤ 15∅_L (zone IIa)

- Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

Si:

- λ_g ≥ 5 → 0.4%
- -λ_g ≤ 3 → 0.8%
- -3 ≤ λ_g ≤ 5 → Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f : Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

∅_{L_{min}} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

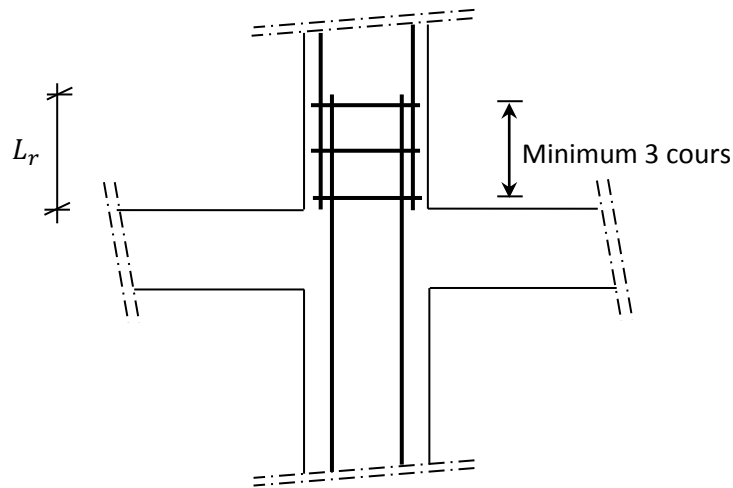


Figure VI.7. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ Sollicitations de calcul :

3: Tableau récapitulatif des sollicitations Poteau (50*50)

combinaisons		Les efforts	Poteau (50*50)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [KN]	457.24
		M_{Zcor} [KN.m]	0.38
		M_{Ycor} [KN.m]	13.97
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	84.44
		N_{cor} [KN]	114.06
	Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	78.53
		N_{cor} [KN]	131.91
	Cas 4	N_{max} [KN]	370.92
		M_{Zcor} [KN.m]	20.48
		M_{Ycor} [KN.m]	33.71
	Cas 5	N_{min} [KN]	13.04
		M_{Zcor} [KN.m]	41.01
M_{Ycor} [KN.m]		37.91	

❖ **Calcul des armatures :** (Exemple de calcul : poteau (50×50) cm²)

○ Les armatures longitudinales :

b = 50cm h= 50cm d= 45cm

◆ **1^{er} cas :**

➤ **Sens x-x :**

Les sollicitations prises en compte :

$N = 457.24 \text{ KN}$

$M = 0.38 \text{ KN.m}$

$e = \frac{M}{N} = \frac{0.38}{457.24} = 8.31 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.08 \text{ cm}$

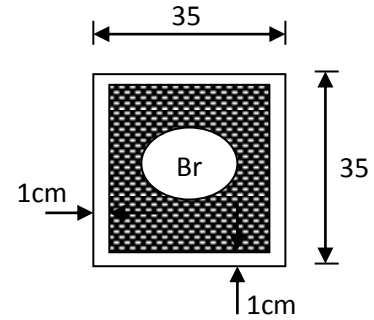


Figure VI.8. Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4.17 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$A_1 = \frac{N - 100B\sigma_b}{100\sigma_s}$

$A_1 = \frac{457.24 - 100 \times 50 \times 50 \times 14.2}{100 \times 348} = -101.99 \leq 0 \dots\dots A_1 = 0 \text{ cm}^2$

❖ **Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :**

$e = \frac{M}{N} = 0.08 \text{ cm}$

$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{186.2}{50} = 3.72 < 50$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$

$e = 0.08 \text{ cm}$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 = 1.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 466.38 \text{ KN} \\ M_1 = 9.70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 0.08 + 2 = 2.08 \text{ cm} \leq e_0 = h/2 = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

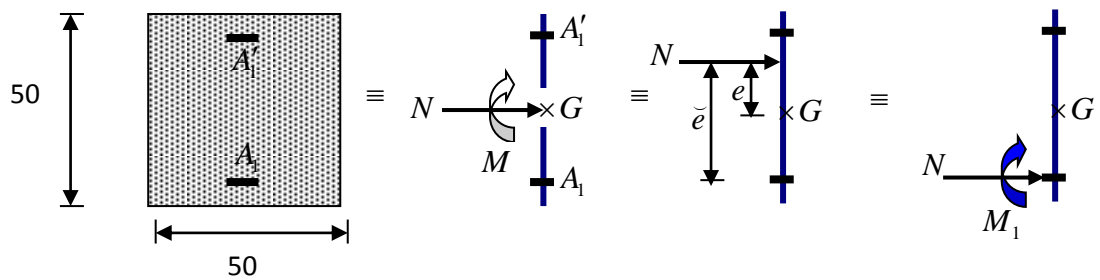


Figure VI.9. Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \\ = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3.5) \times 14.2 \times 50 \times 10^{-2} = 9950.65 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 0.08 + \frac{50}{2} - 3.5 = 21.58 \text{ cm}$$

$$M_1 = 466.38 \times 21.58 = 10063.67 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 466.38 \times (45 - 3.5) \times 10^{-2} - 98.67 = 94.88 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) ⇒ S.P.C ⇒ le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{98.67 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (45)^2 \times 50} = 0.069 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.069 < \mu_{ab} = 0.392$$

$A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.089 = 0.964$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{98.67 \times 10^3}{348 \times 0.964 \times 45} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 6.54 - \frac{457.24}{100 \times 348} \leq 0 \dots$$

$$A_{FC1} = 0$$

➤ **Sens y-y :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 457.24 \text{ KN}$$

$$M = 13.97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.97}{457.24} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{186.2}{50} = 3.72 < 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$N_1 = \alpha_1 \cdot N$$

$$M_1' = N_1 \cdot e_1$$

$$e_1 = e + e_a$$

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$e = 3\text{cm}$

$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 = 1.001$

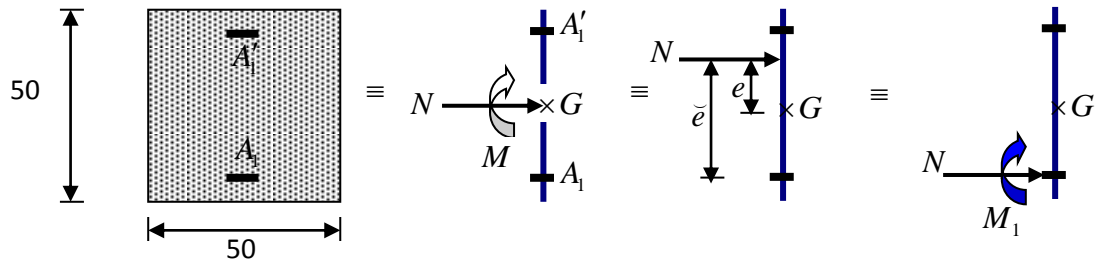
$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 457.69 \text{ KN} \\ M_1 = 22.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$e_1 = 3 + 2 = 5\text{cm}$

$e_1 = 5\text{cm} \leq e_0 = h/2 = 25 \text{ cm}$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**



. Schéma statique

(1) = $(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)$
 $= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3.5) \times 14.2 \times 50 \times 10^{-2} = 9950.65 \text{ KN.m}$

(2) = $N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$

$M_1 = N \cdot e$

$e = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 3 + \frac{50}{2} - 3.5 = 24.5 \text{ cm}$

$M_1 = 457.24 \times 24.5 = 112.02 \text{ KN.m}$

(2) = $457.24 \times (45 - 3.5) \times 10^{-2} - 112.02 = 189.75 \text{ KN.m}$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow Le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment.

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{112.02 \times 10^5}{14.2 \times 10^2 \times (45)^2 \times 50} = 0.078 < 0.392 \text{ calcul}$

$$\mu = 0.078 < \mu_{ab} = 0.392$$

$A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A. et les armatures de compression ne sont pas nécessaires).

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.102 = 0.960$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{112.03 \times 10^3}{348 \times 0.960 \times 45} = 7.45 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 7.45 - \frac{457240}{100 \times 348} \leq 0 \dots$$

$$A_{FC1} = 0$$

♦ 2^{ème} cas :

Les sollicitations prises en compte :

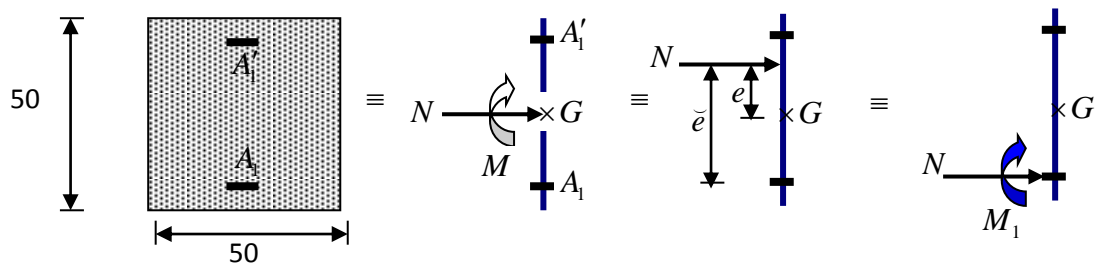
$$N = 114.06 \text{ KN}$$

$$M = 84.44 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{84.44}{114.06} = 0.7 \text{ m} = 70 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts. N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :



. Schéma statique

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N.e'$$

$$e = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 70 + \frac{50}{2} - 3.5 = 91.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = 114060 \times 0.915 = 104365 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{104365}{14.2 \times (45)^2 \times 50} = 0.073 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.073 < \mu_{ab} = 0.392$$

$$\mu = 0.073 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.094$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.094 = 0.962$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{104365}{348 \times 0.962 \times 45} = 6.93 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{Fc1} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 6.93 - \frac{114060}{100 \times 348}$$

$$A_{Fc1} = 3.65 \text{ cm}^2$$

♦ 3^{ème} cas :

Les sollicitations prises en compte :

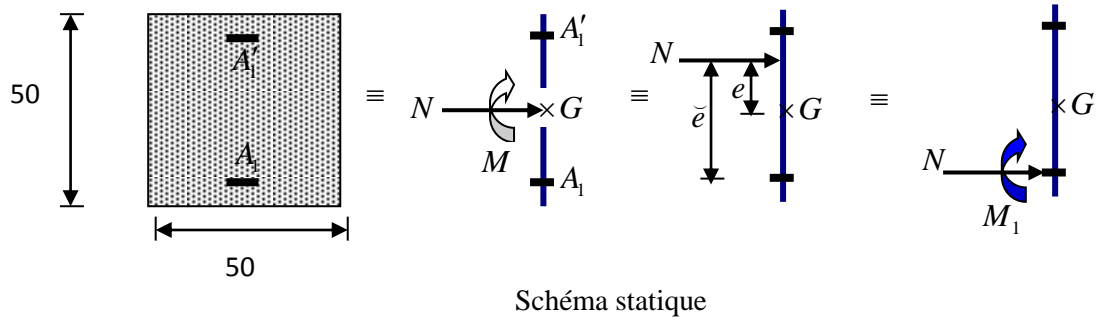
$$N = 131.91 \text{ KN}$$

$$M = 78.53 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78.53}{131.91} = 0.6 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts. N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :



Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 60 + \frac{50}{2} - 3.5 = 81.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = 131910 \times 0.815 = 107506.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_{cd} b} = \frac{107506.65}{14.2 \times (45)^2 \times 50} = 0.075 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.075 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.097$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.097 = 0.960$$

• Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{107506.65}{348 \times 0.960 \times 45} = 7.15 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 7.15 - \frac{107506.65}{100 \times 348}$$

$$A_{FC1} = 4.06 \text{ cm}^2$$

➤ **5^{ème} cas :**

➤ **Sens x-x :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 13.04 \text{ KN}$$

$$M = 41.01 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{41.01}{13.04} = 1.07\text{m} = 107\text{cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts. N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

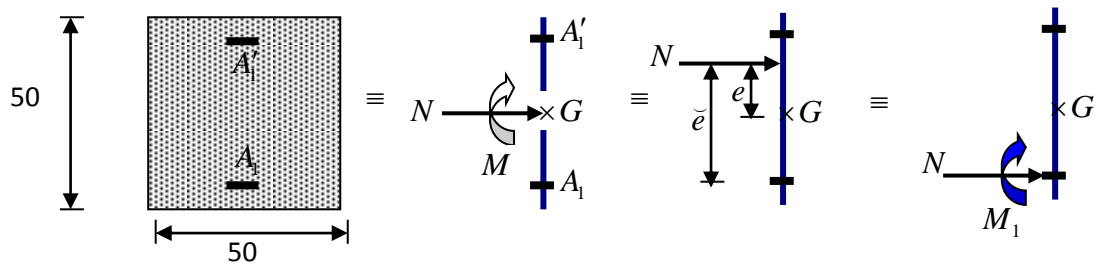


Schéma statique

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$M_1 = N.e'$$

$$e = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 107 + \frac{50}{2} - 3.5 = 128.5\text{cm}$$

$$M_1 = 13040 \times 1.285 = 16756.4 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{16756.4}{14.2 \times (45)^2 \times 50} = 0.012 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.999$$

• Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{16756.4}{348 \times 0.999 \times 45} = 1.07 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc1} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 1.07 - \frac{16756.4}{100 \times 348}$$

$$A_{fc1} = 1.07 \text{ cm}^2$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 13.04 \text{KN}$$

$$M = 37.91 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{37.91}{13.04} = 2.90 \text{m} = 290 \text{cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts. N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

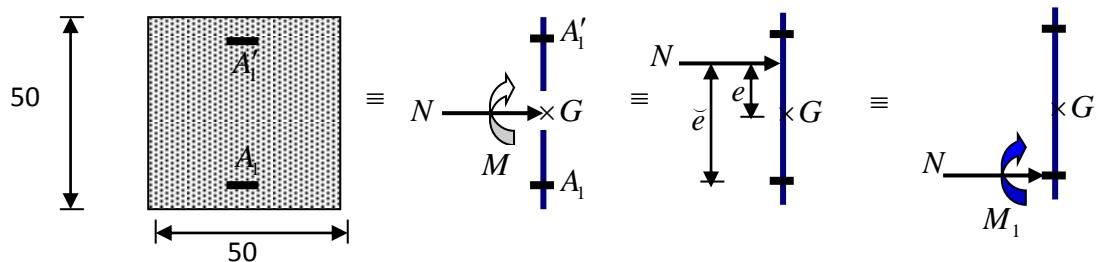


Schéma statique

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$M_1 = N.e'$$

$$e = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 290 + \frac{50}{2} - 3.5 = 311.5 \text{cm}$$

$$M_1 = 13040 \times 3.115 = 40619.6 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{40619.6}{14.2 \times (45)^2 \times 50} = 0.028 < 0.392 \text{ calcul}$$

$$\mu = 0.028 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0.985$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{47169.3}{348 \times 0.985 \times 45} = 3.06 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 1.07 - \frac{13040}{100 \times 348}$$

$$A_{FC1} = 2.68 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

- Poteaux(50*50) $A_{min} = 0.8\%(b.h)=0.008.50.50=20 \text{ cm}^2$
- Poteaux(55*55) $A_{min} = 0.8\%(b.h)=0.008.55.55=24.2 \text{ cm}^2$
- Poteaux(60*60) $A_{min} = 0.8\%(b.h)=0.008.60.60=28.8 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

2T14 + 1T12 $\longrightarrow A = 4,21\text{cm}^2$

b) Vérification de l'effort tranchant :

- o Fissuration non préjudiciable

$\tau_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$

$\tau_u = T_{umax} / b_{0d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$

Section [cm ²]	Tzmax Mpa	Tymax Mpa	τ_z Mpa	τ_y Mpa	τ_u Mpa	Verification
60x60	71.06	77.97	0.30	0.32	3.33	Cv
55x55	61.93	70.06	0.31	0.35	3.33	Cv
50 x 50	48.29	47.24	0.29	0.28	3.33	Cv

$\tau_u \leq \tau_u = 3.33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

- Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \geq \frac{\Phi_{lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66\text{cm}$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

- Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles **BAEL 91** :

$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = 18\text{cm}$
 $\Rightarrow \delta_t = 15\text{cm}$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$
 $\delta_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$
 $\delta_t = 15\text{cm}$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{186.2}{50} = 3.72 > 5 \dots A_{min} = 0.3\%(b \cdot \Phi_t) = 0.003 \cdot 50 \cdot 10 = 20 \text{ cm}^2 < \dots \text{ cv}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2.50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{266}{6}; 50; 50; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{max}} = 800 \text{ cm}$$

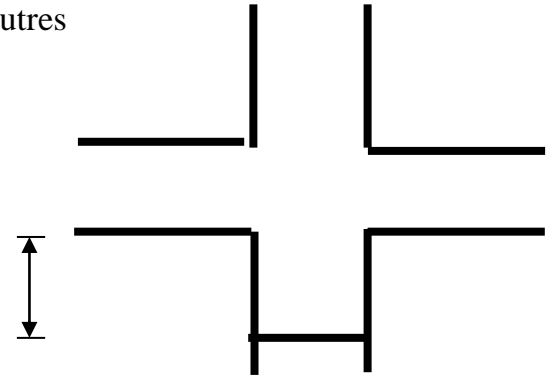


Figure V.10. Zone nodale

➤ Sollicitations de calcul des poteaux :

Tableau VI.9. Tableau récapitulatif des sollicitations

combinaisons		Les efforts	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)
1.35G+1.5Q		N_{max} [KN]	1987.66	1245.91	457.24
	Cas 1	M_{Zcor} [KN.m]	0.56	0.49	1.01
		M_{Ycor} [KN.m]	6.21	10.76	13.97
G+Q±E 0.8G±E		M_{Ymax} [KN.m]	124.21	97.08	78.53
	Cas 2	M_{Zcor} [KN.m]	20.64	21.02	19.72
		N_{cor} [KN]	82.42	488.70	131.91
	Cas 3	M_{Zmax} [KN.m]	143.56	110.32	84.44
		M_{Ycor} [KN.m]	46.35	6.56	51.71
		N_{cor} [KN]	60.63	584.64	114.06
	Cas 4	N_{min} [KN]	536.36	99.43	13.04
		M_{Ycor} [KN.m]	6.35	18.72	0.96
		M_{Zcor} [KN.m]	81.05	78.30	23.22

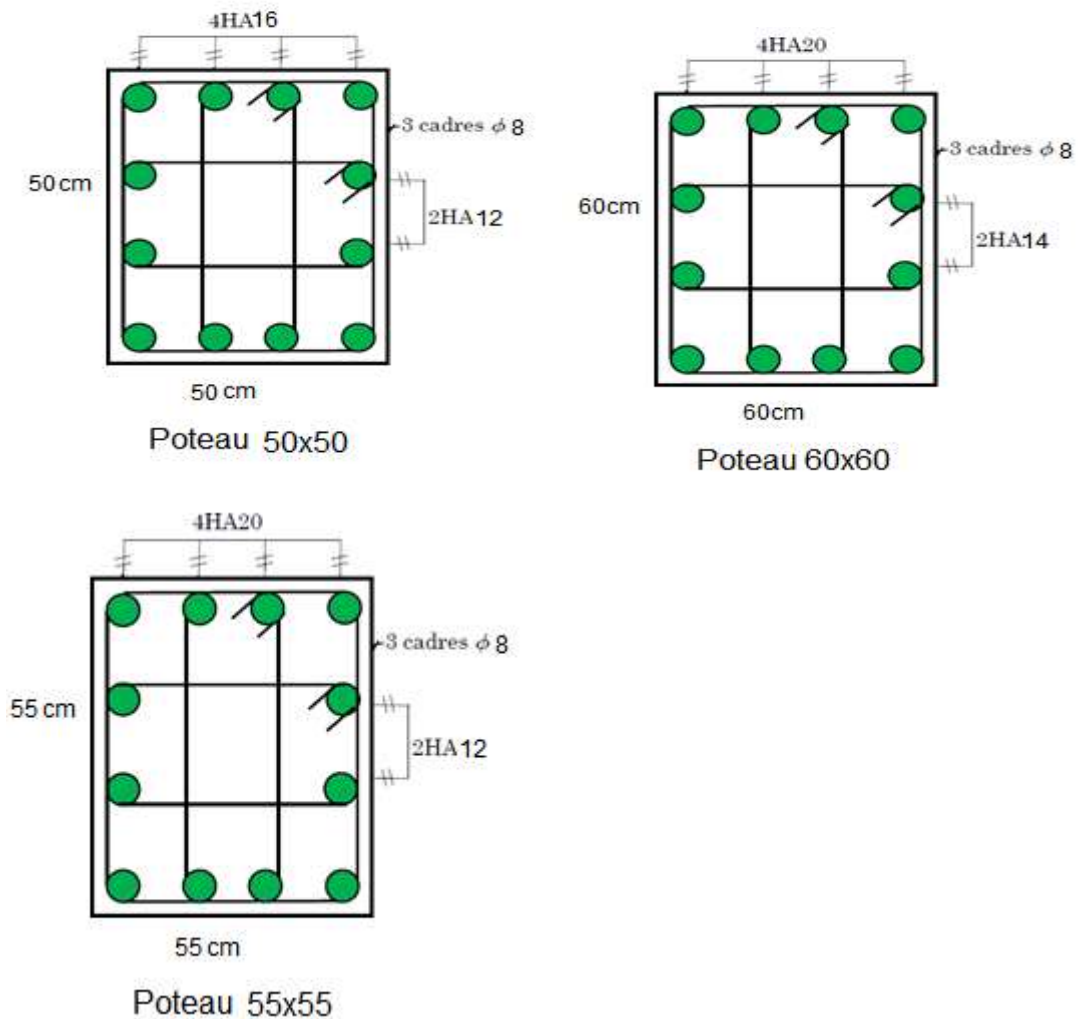
Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Ferraillage des poteaux

type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	60×60	6	28.8	8T20+4T14	31.29	80
2	55×55	4.4	24.2	8T20+4T12	29.66	80
3	50 × 50	4	20	8T16+4T12	20.6	80

❖ **Figure V.14. Schéma de ferraillage des Poteaux**



Sommaire du Chapitre VII

7-1-Introduction : 150

7-2- Ferrailage des voiles de contreventement : 150

7-3-Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2] 152

Liste des Tableaux :

Table VII.1. Les sollicitations maximales	153
Table VII.2. Logiciel Robot Expert pour le calcul et le choix de ferrailage	159

Liste des Figures

Figure VII.1. Les sollicitations de calcul d'un voile	151
Figure VII.2 Disposition des armatures verticales dans les voiles	152
Figure VII.3. Section de calcul	154

7-1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue un type de voiles : Voile de contreventement

7-2- Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

❖ les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens

Ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant. **[RPA99/7.7.4]**

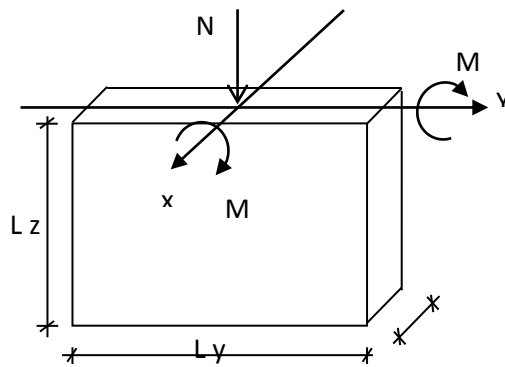


Figure 7-1-Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**

$Nz ; Mx \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

Les armatures minimales :

- ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :
 - $A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$.
 - $A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$.
 - $A'_v = \max (A_1; A_2)$.
- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

- ✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.
- ✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

- ✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

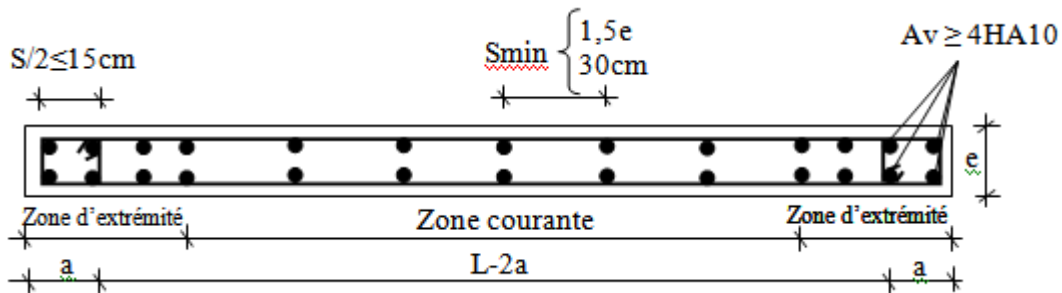


Figure7-2- : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

7-3-Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

Exemple de calcul de ferrailage :

♦ **Vérification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = \max (2\text{cm} ; 1.07)$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max [50 ; \min(\frac{67.2}{200} ; 100)]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm}$$

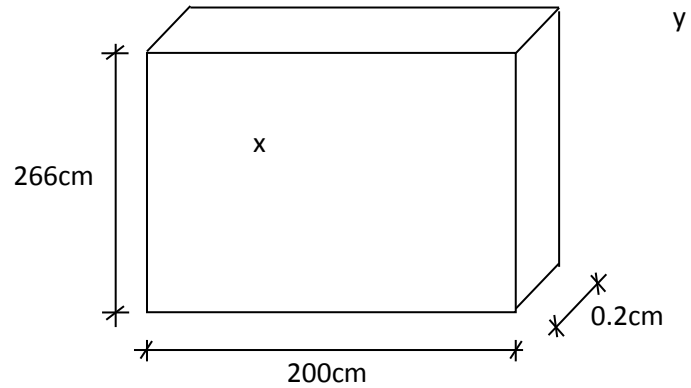
$$\lambda = 186.2 \times \left(\frac{\sqrt{12}}{20} \right) = 32.25$$

$\lambda = 32.25 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

Tableau7-1 : Les sollicitations maximales

Combinaisons	N [KN]	Mz [KN.m]
ELU	734.85	-21.55
ACC G+Q-Vx	1335.96	-749.89
ACC G+Q-Vy	-58.13	275.53



a) Calcul du ferrailage :

❖ À ELU

$$\begin{cases} N=734.85\text{KN.} \\ M_z=-21.55\text{KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21.55}{734.85} \times 100 = 3\text{cm} \leq \frac{200}{2} - 10 = 90\text{cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337xh - 0.81xc_1) \times \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 200 - 0.81 \times 10) \times 14.2 \times 20 \times 200 \times 10^{-2} \\ &= 33682.4\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c_1 \right) = 734.85 \left(3 + \frac{200}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$M_1 = 683.41\text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

b) Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{f d^2 b} = \frac{683.417 \times (10)^5}{14.2 \times 100 \times (180)^2 \times 20} = 0.074 < 0.392$$

$$\mu = 0.074 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.962$$

c) Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{683417}{400 \times 0.962 \times 180} = 9.86\text{ cm}^2/\text{mL}$$

On revient à la sollicitation réelle :

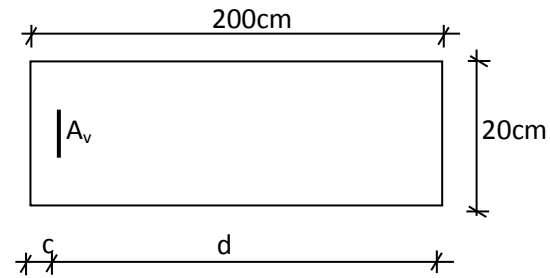


Figure 7-3-: Section de calcul

$$A = A_1 \frac{N}{100\sigma_s} = 9.86 \frac{734850}{100 \times 400} < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on a $v_1 = A_{\min} = 3.14 = 4T10$ [RPA99/03 ; 7.7.4.1]

d) Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 4T10 à chaque extrémité

➤ **À AAC (G+Q-V_x)**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1335.96 \text{ KN.} \\ M_z = -749.89 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

La section de calcul est de dimensions (b x 100 cm) (bande de 1 m de largeur)

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{749.89}{1335.96} \times 100 = 56.13 \text{ cm} \leq \frac{200}{2} - 10 = 90 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337xh - 0.81xc_1) \times \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 200 - 0.81 \times 10) \times 14.2 \times 20 \times 200 \times 10^{-2} \\ &= 33682.4 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c_1 \right) = 1335.41 \left(56.13 + \frac{200}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$M_1 = 1951.43 \text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

a) Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{1951.43 (10)^5}{14.2 \times 100 \times (180)^2 \times 20} = 0.212 < 0.392$$

$$\mu = 0.212 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.301$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.879$$

b) Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{1951430}{400 \times 0.879 \times 180} = 30.83 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 30.83 - \frac{1335960}{100 \times 400} < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on Av1=Amin=3.14=4T10 [RPA99/03 ; 7.7.4.1]

e) Le choix des armatures :

Les armatures verticales : deux nappes de 4T10 à chaque extrémité.

➤ À AAC (G+Q-Vx)

$$\begin{cases} N = -58.13 \text{ KN} \\ M_z = 275.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{275.53}{58.13} \times 100 = 473.98 \text{ cm} \leq \frac{200}{2} - 10 = 90 \text{ cm}$$

S.E.C Le calcul se ramène en flexion composée

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u (h/2 - d') - M_u}{(0.8571 h - d') N_0}$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 0.2 \times 2 \times 14.2 \times 1000 = 5680 \text{ KN}$$

$$d' = 0.1 d = 0.1 \times 1.8 = 0.18 \text{ m}$$

$$\psi = \frac{0.375 \times 5680 \times 2 - 58.13 (1 - 0.18) - 275.53}{(0.8571 \times 2 - 0.18) 5680}$$

$$\psi = 0.2$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}}$$

$$A_2 = \frac{58.13 - 0.2 \times 5680}{400 \times 100} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

Le calcul se ramène en flexion composée avec moment fictif M_z et l'effort N

c) Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{f_d^2 b} = \frac{275.53(10)^5}{14.2 \times 100 \times (180)^2 \times 20} = 0.03 < 0.392$$

$$\mu = 0.03 < \mu_c = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.301$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.879$$

d) Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{1951430}{400 \times 0.879 \times 180} = 30.83 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 30.83 - \frac{1335960}{100 \times 400} < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on a $A_v1 = A_{min} = 3.14 = 4T10$ [RPA99/03 ; 7.7.4.1]

f) Le choix des armatures :

Les armatures verticales : deux nappes de 4T10 à chaque extrémité.

Selon [RPA99/03] : $A_{min} = 0.002 \cdot L_t \cdot a$

g) L'espace minimal des barres verticales et horizontales

Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espace : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_c 28 ; 5 \text{MPa} \right) = 4.35 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{e.d}$$

$$T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 142.84 \times 1000}{200 \times 10 \times 100} = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u .$$

• Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement :

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

• Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$A_t \geq \frac{1}{0.9 \left(\frac{400}{1.1} \right)} \times 20 \times 20 = 1.11 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right]$$

$$A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} \times 20 \geq \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1}{2}$$

$$A_{t\min} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{cal}} ; A_{t\min})$$

$$A_t = \max (1 ; 0.5) = 1 \text{ cm}^2$$

• Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.01 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau suivant on récapitulera les sections d'armatures verticales calculées à partir des sollicitations données par logiciel Robot on utilisant

Tableau 7.2 Logiciel Robot Expert pour le calcul et le choix de ferrailage :

	voile	L (m)	Lt (m)	Amin (cm ²) RPA	Acalculé (cm ²)	Choix de ferrailage	Section adopté (cm ²)
Vx	V1	2	1.16	4.64	A _{s1} =8.8 A _{s2} =8.8	8HA12 8HA12	9.05
	V2	1.8	1.21	4.84	A _{s1} =15.5 A _{s2} =15.5	8HA16 8HA16	16.08
	V3	1.65	0.64	2.56	A _{s1} =7.4 A _{s2} =7.4	7HA12 7HA12	7.92
	V4	1.5	0.46	1.84	A _{s1} =6.8 A _{s2} =6.8	7HA12 7HA12	7.92
	V5	1.2	0.72	2.88	A _{s1} =9 A _{s2} =9	8HA12 8HA12	9.05
	V6	1.0	0.75	3.00	A _{s1} =4.8 A _{s2} =4.8	5HA12 5HA12	5.65
Vy	V7	2	0.63	2.52	A _{s1} =8.8 A _{s2} =8.8	8HA12 8HA12	9.05
	V8	1.65	1.4	5.60	A _{s1} =7.4 A _{s2} =7.4	7HA12 7HA12	7.92
	V9	1.6	0.78	3.12	A _{s1} =8.9 A _{s2} =8.9	8HA12 8HA12	9.05
	V10	1.5	0.81	3.24	A _{s1} =9.3 A _{s2} =9.3	8HA12 8HA12	9.05
	V11	1.3	0.19	0.76	A _{s1} =6 A _{s2} =6	6HA12 6 HA12	6.79
	V12	1.2	0.76	3.04	A _{s1} =5 A _{s2} =6	6HA12 6 HA12	6.79

Sommaire du Chapitre VIII

1. Introduction :	160
2. Choix du type de fondation :	160
A. Étude du radier :	160
B. Pré dimensionnement du radier	161
Hauteur du radier	161
3) Vérification des contraintes Dans le sol	163
4) Vérification au poinçonnement :	165
5) Vérification des contraintes de cisaillement :	166
6) Pré dimensionnement des poutres :	168
7) Ferrailage du radier :	169
♦ Ferrailage du débordement :	173
8) Ferrailage des poutres :	175

Liste des Figures

Figure VIII.1. Schéma du radier général.....	160
Figure VIII.2 Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité	161
Figure VIII.3. Dimension du radier	162
Figure VIII.4. Diagramme des contraintes Trapézoïdal à l'ELS	163
Figure VIII.5. Diagramme des contraintes Trapézoïdal à l'ELU	164
Figure VIII.6. Diagramme des contraintes Triangulaire	164
Figure VIII.7. Dimensionnement du feuillet moyen.....	165
Figure VIII.8. Schéma statique du débord.....	173
Figure VIII.9. Section de calcul.	173
Figure VIII.10. Distribution des charges sur les poutres	176

1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

- Le choix du type de fondation dépend du :
- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité. ..
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

2. Choix du type de fondation :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général.

A. Étude du radier :

a) Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

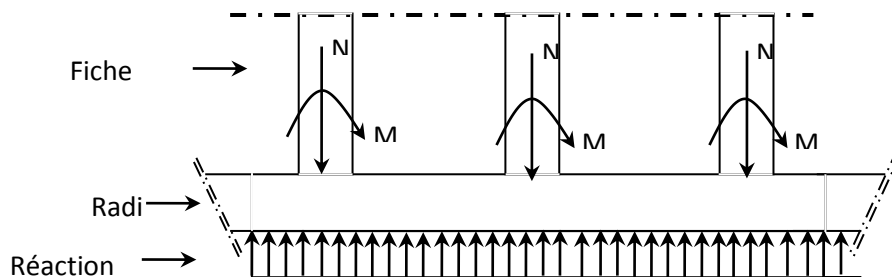


Figure. VIII.1 Schéma du radier général

B. Pré dimensionnement du radier

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression , cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire
- 2- Condition de rigidité
- 3- Condition de non cisaillement
- 4- Condition de non poinçonnement.

1) Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5.50\text{m}$$

$$\frac{5.50}{8} \leq h \leq \frac{5.50}{5}$$

$$0.69 \leq h \leq 1.1$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

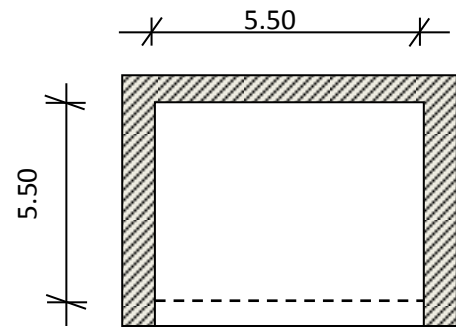


Figure. VIII.2 Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

Pour un sol de densité moyenne, $K=40\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et Calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4$ Mpa)

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$L=5.50\text{m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.2 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.50}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 0.82\text{m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100\text{cm} = 1\text{m}$

Condition de coffrage :

- La hauteur des nervures : h_n

$$h \geq \frac{550}{10} = 55\text{cm}$$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{565}{10} = 56.5\text{cm}$$

On prendra $h_n = 60\text{ cm}$.

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{ cm} \Rightarrow \text{soit } b_n = 0\text{cm}$$

- Épaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{565}{20} = 27.5\text{cm}$$

On prendra $e = 40\text{cm}$

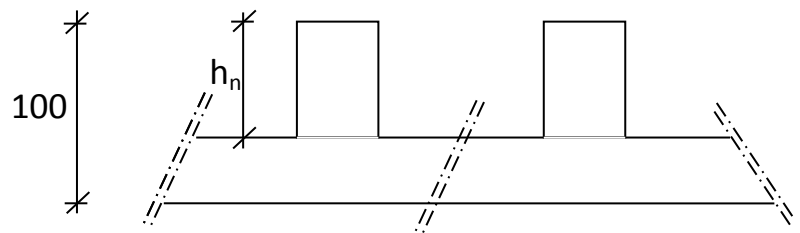


Figure. VIII.3: Dimension du radier.

3) Vérification des contraintes Dans le sol

Distribution des contraintes à L'ELS

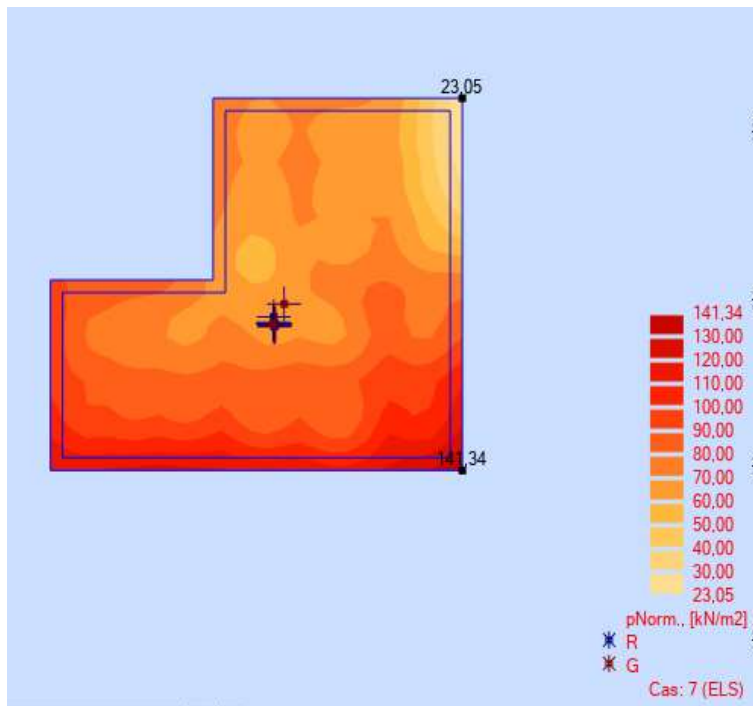


Figure. VIII.4: Diagramme des contraintes Trapézoïdal à l'ELS

$$\sigma_{\max} = 141.34 \text{ KN/m}^2 = 1.41 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 23.05 \text{ KN/m}^2 = 0.23 \text{ Bar}$$

σ_{adm} : constraint admissible du sols 2.5Bar

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.12 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 1.12 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bar}$$

Condition vérifiée

Distribution des contraintes à L'ELU :

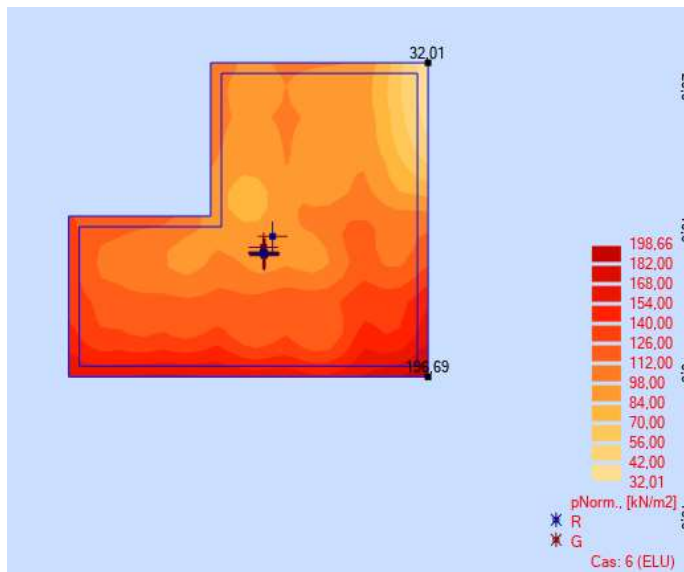


Figure. VIII.5: Diagramme des contraintes Trapézoïdal à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 196.69 \text{ KN/m}^2 = 1.97\text{Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 32.01 \text{ KN/m}^2 = 0.32\text{Bar}$$

σ_{adm} : constraint admissible du sols 2.5Bar

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.56\text{bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 1.56 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.5 \times 2.5 = 3.75\text{bar}$$

Condition vérifiée

Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelles

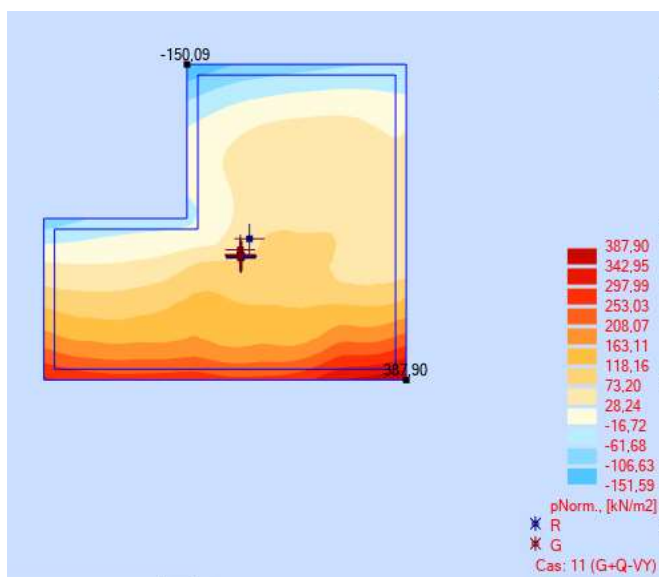


Figure. VIII.6 : -Diagramme des contraintes Triangulaire

$$\sigma_{\max} = 387.90 \text{KN/m}^2 = 1.5 \text{Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 150.09 \text{KN/m}^2 = 3.88 \text{Bar}$$

σ_{adm} : constraint admissible du sols 2.5Bar

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 3.3 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3.3 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{bar}$$

Condition vérifiée

4) Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les

Poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$N_{u \max} = 2122 \text{KN}$ appliquée par un poteau

$$U_c = 2(a + b + 2h)$$

$$U_c = 2(a + b + 2 \times 1)$$

$$U_c = 6.4$$

Avec :

$$a' = a + h$$

$$\text{Donc : } U_c = 4(a + h) = 4(0.5 + h) = 2.0 + 4h$$

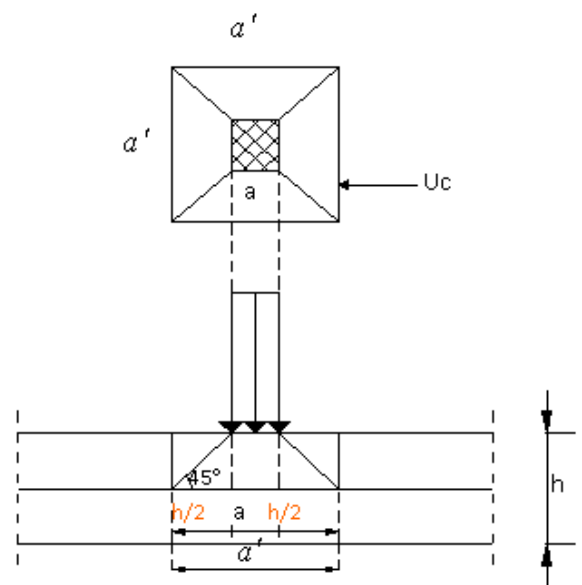


Figure. VIII.7: Dimensionnement du feuillet moyen.

Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0.60x0.60)	
Nu	2122.67KN
A	0.60 m
b	0.60 m
h	1 m
Uc	6.4m
$0.045 \times Uc \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	4800 KN
Contrainte de cisaillement $\tau_u = \frac{Nu}{hxU}$	331.67KN/m ²
Contrainte de cisaillement maximale $\tau_{u_{max}} = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	750KN/m ²
Vérification $\tau_u \leq \tau_{u_{max}}$	Condition vérifiée

Condition de non poinçonnement :

5) Vérification des contraintes de cisaillement :

❖ État limite ultime (E L U) :

Suivant l'article de **RPA99/V2003**

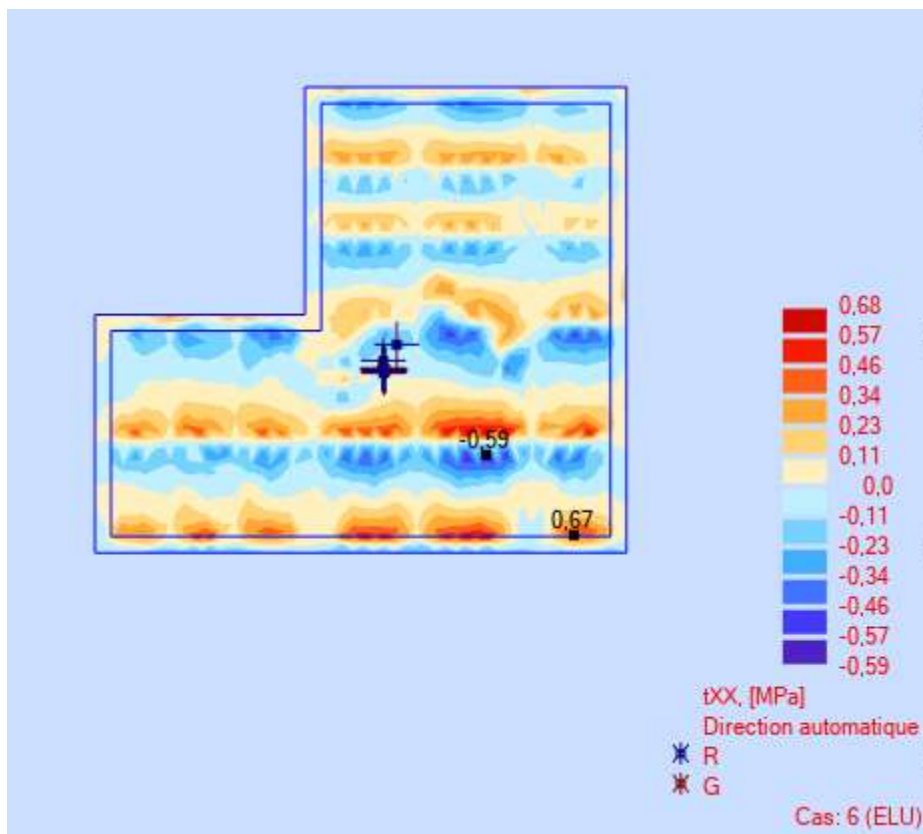
$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ Mpa}$$

▪ Sens X-X :

$$\tau_{uxx} = 0.77 \text{ Mpa} \leq 1.25 \text{ Mpa}$$

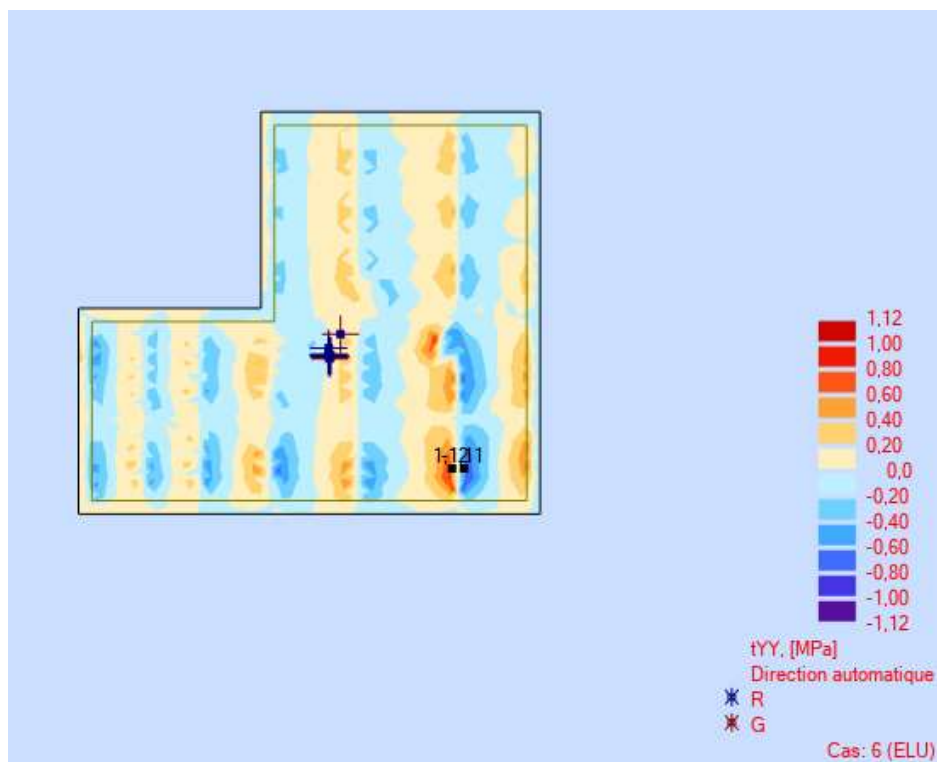
Condition vérifiée



▪ Sens Y-Y :

$\tau_{uyy} = 1.12 \text{ Mpa} \leq 1.25 \text{ Mpa}$

Condition vérifiée



6) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales
- Poutres secondaires
- Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$Lx = 550 \text{ cm} ; \quad Ly = 550 \text{ cm.}$$

a- Caractéristiques du radier :

$$h = 100 \text{ cm} ; \quad e = 40 \text{ cm} ; \quad h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 406.73 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 10763.50 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22711.47 \text{ m}^4$$

$$V_x = 11.66 \text{ m}$$

$$V_y = 9.92 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier

b- Calcul du poids du radier : Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres

γ_b : Masse volumique du béton

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$P1=406.73 \times 0.4 \times 25 \dots\dots P1=4067.3 \text{ KN}$$

$$Pp=115.8 \times 0.6 \times 0.35 \times 25 \dots\dots Pp=607.95 \text{ KN}$$

$$Ps=104.5 \times 0.6 \times 0.35 \times 25 \dots\dots Ps=548.63 \text{ KN}$$

$$Pr=P1+Pp+Ps=5223.88 \text{ KN}$$

c- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q_r=5 \times S$$

$$Q_r=5 \times 406.73=2033.65 \text{ KN}$$

7) Ferrailage du radier :

A. **Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x=5.50\text{cm}$

$$L_y = 5.50\text{cm}$$

$$\xi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.50}{5.50} = 1m \text{ la dalle porte suivant les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 214.6 \text{ KN/ml}$$


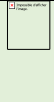
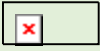
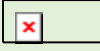
❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1\text{m} = 154 \text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_{\text{ac}} = \sigma_{\text{moy}} \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1\text{m} = 450.72 \text{ KN/ml}$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m)

	$L_x(m)$	$L_y(m)$			μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
E.L.U 	5,50	5,50	1	0.0368	1.000	238.89	205,32
E.L.S 	5,50	5,50	1	0,0441	1.000	205.44	185,77

Sollicitations de calcul ($M < 0$ tend les fibres inférieure) :

Tableau récapitulatif des moments Mxx

Niveau	ELU		A		A	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-144.84	98.13	-104.47	70.81	-30.59	110.75

Tableau récapitulatif des moments Myy

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-196.14	94.98	-141.55	68.29	-56.32	98.76

➤ **Calcul des armatures :**

En travée :

ELU

$$M_{\text{tux}} = 98.13 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{tux}}}{f d^2 b} = \frac{98.13(10)^3}{14.2 \times 100 \times (36)^2} < 0.392$$

$$\beta = 0.972$$

$$A_{\text{tux}} = 7.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A_1 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{armatures Filantes}$$

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A_2 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{armatures de renforcement}$$

$$A = 12.44 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

ELS :

$$M_{\text{tsx}} = 70.81 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{100} = \frac{15.12.44}{100} = 1.86 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30.A.d}{b} = 134.35 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.86 + \sqrt{(1.86)^2 + 134.35} = 9.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.(Y_1)^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.9.87^3}{3} + 15.12.44(36 - 9.87)^2 = 159456.33 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{70810}{159456.33} = 0.44$$

$$\sigma_b = k . Y_1 = 4.34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15.k.(d - Y_1) = 15.0.44.(36 - 9.87) = 187.46 \text{ Mpa}$$

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

➤ **Détermination des armatures à l'État limite de service :**

🚧 En appuis :

ELU

$$M_{au} = 144.84 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_{tux}}{f d^2 b} = \frac{144.84(10)^3}{14.2 \times 100 \times (36)^2} < 0.392$$

$$; \alpha = 0.959$$

$$A_{au} = 10.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7T14/ml \longrightarrow A = 10.78 \text{ cm}^2/ml \quad (\text{armatures filantes})$$

$$4T14/ml \longrightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = 16.94 \text{ cm}^2$$

$$(T14 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

ELS:

$$M_{as} = 104.47 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{100} = \frac{15.16.94}{100} = 2.54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30.A.d}{b} = 182.95 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.54 + \sqrt{(2.54)^2 + 116.42} = 8.54 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot (Y_1)^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - Y_1)^2 = \frac{100.8,54^3}{3} + 15 \cdot 16.94 \cdot (36 - 8.54)^2 = 212365.71 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{M_{aSer}}{I} = \frac{104470}{212365.71} = 0.49$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 4.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - Y_1) = 15 \cdot 0.49 \cdot (36 - 8.54) = 201.83 \text{ Mpa}$$

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

♦ **Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 156 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 214.6 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = - q_u \frac{L^2}{2} = -26.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b d^2 b} = \frac{26830}{14,2.36^2 \cdot 100} = 0.014$$

$$\mu \square 0.014 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\beta = 0,993$$

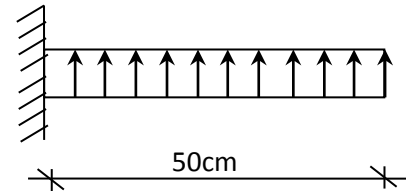


Figure. VIII.8: Schéma statique du débord.

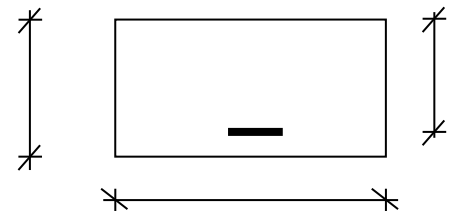


Figure. VIII.9: Section de calcul.

$$A^u = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d = 0.23 \cdot 100 \cdot 36 = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 16 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 154 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \frac{L^2}{2} = -19.25 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 150n \right) = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{100} = \frac{15 \cdot 4.71}{100} = 0.71 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = 50.87 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.71 + \sqrt{(0.71)^2 + 50.87} = 6.46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot (Y_1)^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - Y_1)^2 = \frac{100 \cdot 9.29^3}{3} + 15 \cdot 10.78 \cdot (36 - 9.29)^2 = 79256.70 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{19250}{79256.70} = 0.24$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 1.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - Y_1) = 15 \cdot 0.24 \cdot (36 - 9.29) = 106.34 \text{ Mpa}$$

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

8) Ferrailage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

Remarque !

Puisque les poutres ont les dimensions ($L_x=L_y=5.50\text{m}$) , alors le ferrailage soit le même pour les poutres principales et les poutres secondaires

➤ Accidentelle :

$$q_1 = \left[q_1 \frac{L_x}{2} \right] \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[450.72 \frac{5.5}{2} \right] \frac{2}{5.5}$$

$$q_1 = 450.72 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_1 = 214.6 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E L S) :

$$q_1 = 154 \text{ KN}$$

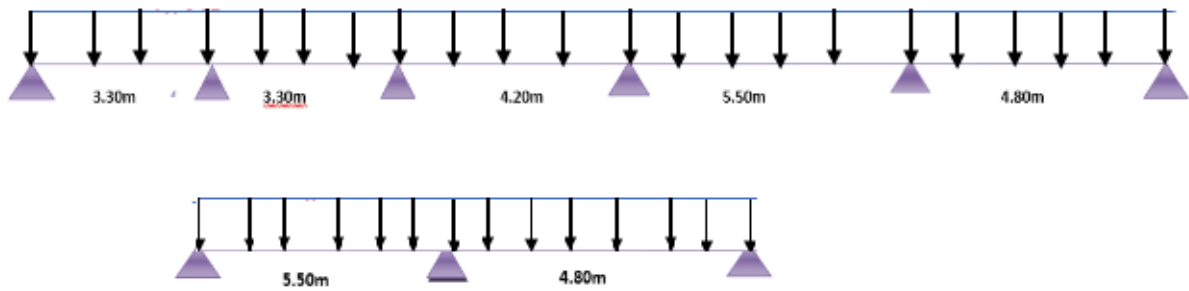


Figure. VIII.10: Distribution des charges sur les poutres

Tableau récapitulatif des sollicitations :

	Poutre au sens principale		Poutre aux sens secondaire	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment à l'ELUR (-572.44	733.64	-434.19	750.47
Moment à l'ELS (KN.m)	-413.43	529.56	-312.66	541.22
Moment à accidentelle (KN.m)	-579.7	738.29	-451.65	881.71
Effort tranchant (KN)	581.85		711.94	
A^u calculée (cm ²)	19.6	25.7	14.6	26.3
A^{acc} calculée (cm ²)	17	22	13.1	26.6
$A = \max(A^u ; A^{acc})$	19.6	25.7	14.6	26.6
Choix des armatures	4T20+4T16 A=20.61 cm ²	4T20+8T16 A=28.65 cm ²	4T20+2T14 A=15.65 cm ²	4T20+2T25 A=28.65 cm ²

A. Vérification de l'effort tranchant :

Poutre au sens principale :

$T_{max} = 23.440 \text{ KN}$

○ **Fissuration préjudiciable**

$\tau_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$\tau_u = T_{max} / b_{od} = \frac{581840}{100 \times 36 \times 100} = 1.61 \text{ Mpa}$

$\tau = 1.61 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$ Condition Vérifié

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre aux sens secondaire:

$$\tau_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = T_{\text{umax}} / b_{\text{od}} = \frac{711940}{100 \times 36 \times 100} = 1.98\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.98\text{Mpa} \leq \tau_u = 2.5\text{Mpa}$$

Condition Vérifié

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé :

$$A_t = 4 \phi 8 \text{ espacées de : } \begin{cases} 25 \text{ cm pour la zone courante.} \\ 15 \text{ cm pour la zone nodale.} \end{cases}$$