

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب-البليدة-



FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME

DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

OPTION:STRUCTURE ET REPARATION

THÈME

Conception Et Etude D'un Bâtiment En R+9+1S.sol

Contreventé Par Des Voiles

Réalisé par:

M^{me} BENHADJI MAISSENE

➤ ANSRI BRAHIM

➤ DERBAL ADEL Co.Encadreur:

M^r DERBAL ISMAILE

Encadreur:

PROMOTION : 2016 - 2017

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف منطابق تحت الأرضوطابق أرضي وتسعة طوابق، ذات طابع عمراني و الواقعة في ولايةالبليدة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم- 3- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائريةRPA99 version 2003.

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر BAEL91 وCBA93

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (R+9+1SS) contreventée par des voiles et des portiques à usage habitation.

La structure est implantée dans laWilayade BLIDA, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93),et en appliquant le BAEL91.

ABSTRACT

This project consists mainly in analysis of a structure (R+9+1SS) for multipurpose (habitation) with shear walls.

The structure is located in BLIDA, which is characterizing by a high seismic activity (zone III). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Présentation de l'ouvrage	01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	01
I.3. Les éléments de l'ouvrage	01
I.4. Les caractéristiques des matériaux.....	02

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction	6
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	6
II.3. Pré-dimensionnement des poutres	7
II.4. Évaluation des charges	9
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	12
II.6. Les voiles.....	19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	20
III.2. L'ACROTÈRE	20
III.3. BALCON	28
III.4. Calcul du plancher.....	34
III.5. Les escaliers	52
III.6. Plancher en dalle pleine	61

Chapitre IV : Étude dynamique en zonesismique

IV.1. Introduction	68
IV.2. Étude dynamique	68
IV.3. Modélisation de la structure	70
IV.4. Étude sismique	71
IV.5. Résultats de l'analyse	75
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$	84
IV.7. Justification du choix coefficient de comportement	86

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

VII.1.Introduction	88
VII.2.Ferrailage des poteaux	88
VII.3. Ferrailage des poutres.....	104
VII.4. Ferrailage des voiles.....	126

Chapitre VI: Etude des fondations

VII.1.Introduction	132
VII.2. Calcul des fondations.....	132
VII.3. Etude du voile périphérique.....	150

Conclusion générale	
----------------------------------	--

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et la réalisation d'ouvrages.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception et de la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures afin de répondre aux besoins de la société en assurant : sécurité, confort des usagers, durabilité et protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles, correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques d'effondrement ou de dommages irréversibles.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques (caractère normatif) ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction (caractère exigentiel).

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil.

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment **R+9** à contreventement mixte. Cet ouvrage sera étudié conformément à la réglementation en vigueur et en utilisant le logiciel **ETABS 2016**.

ORGANIGRAMME DE CALCUL
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u

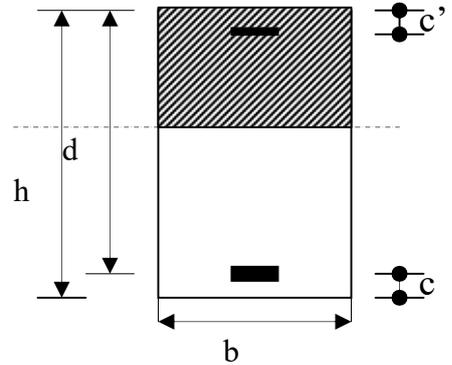
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui $\mu \leq 0,186$ Non

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

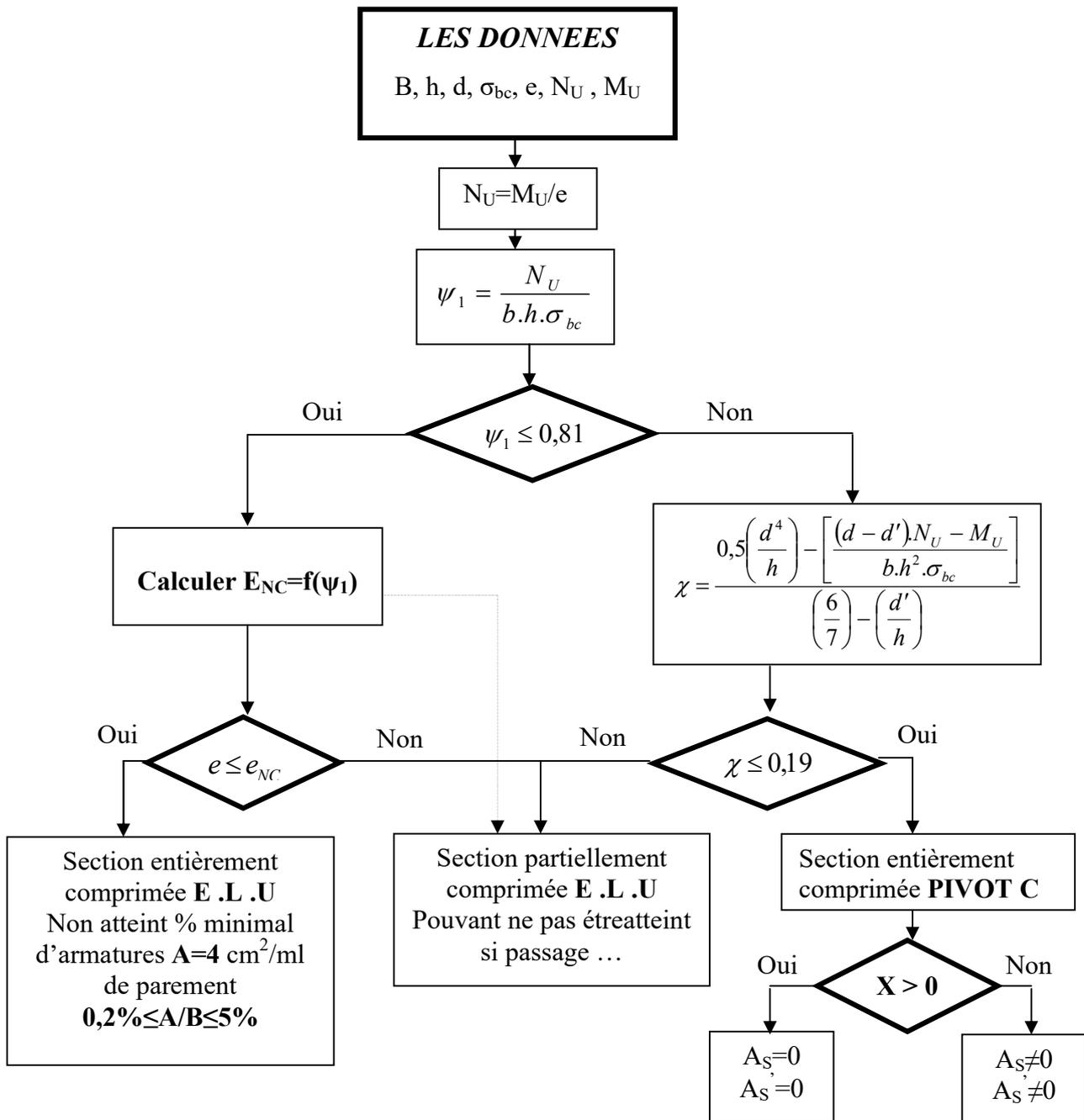
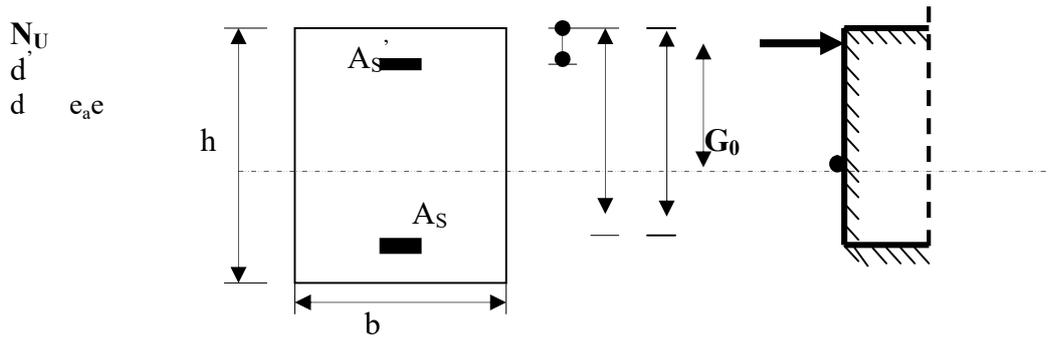
$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_c / \gamma_s}$$

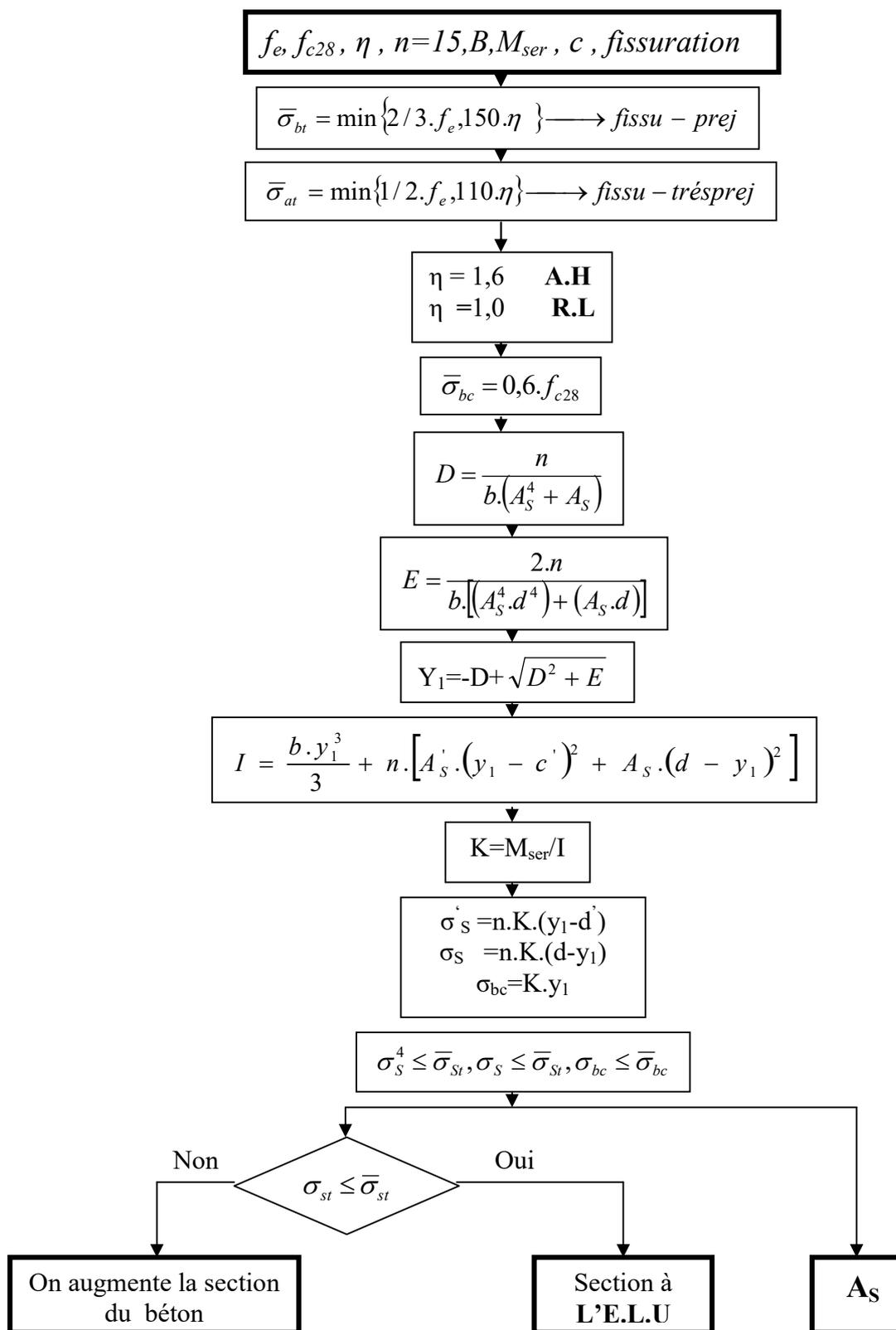
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



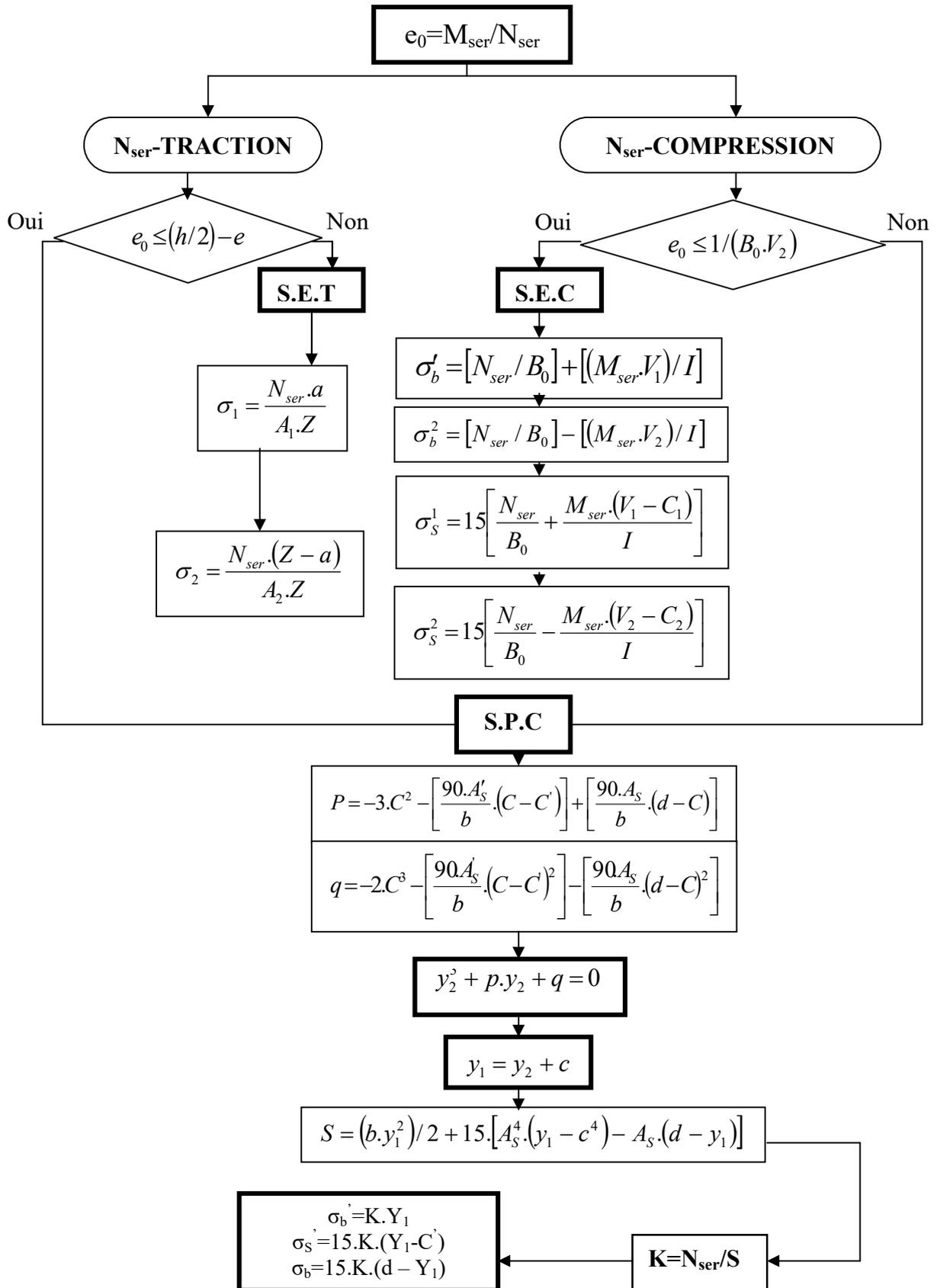
ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



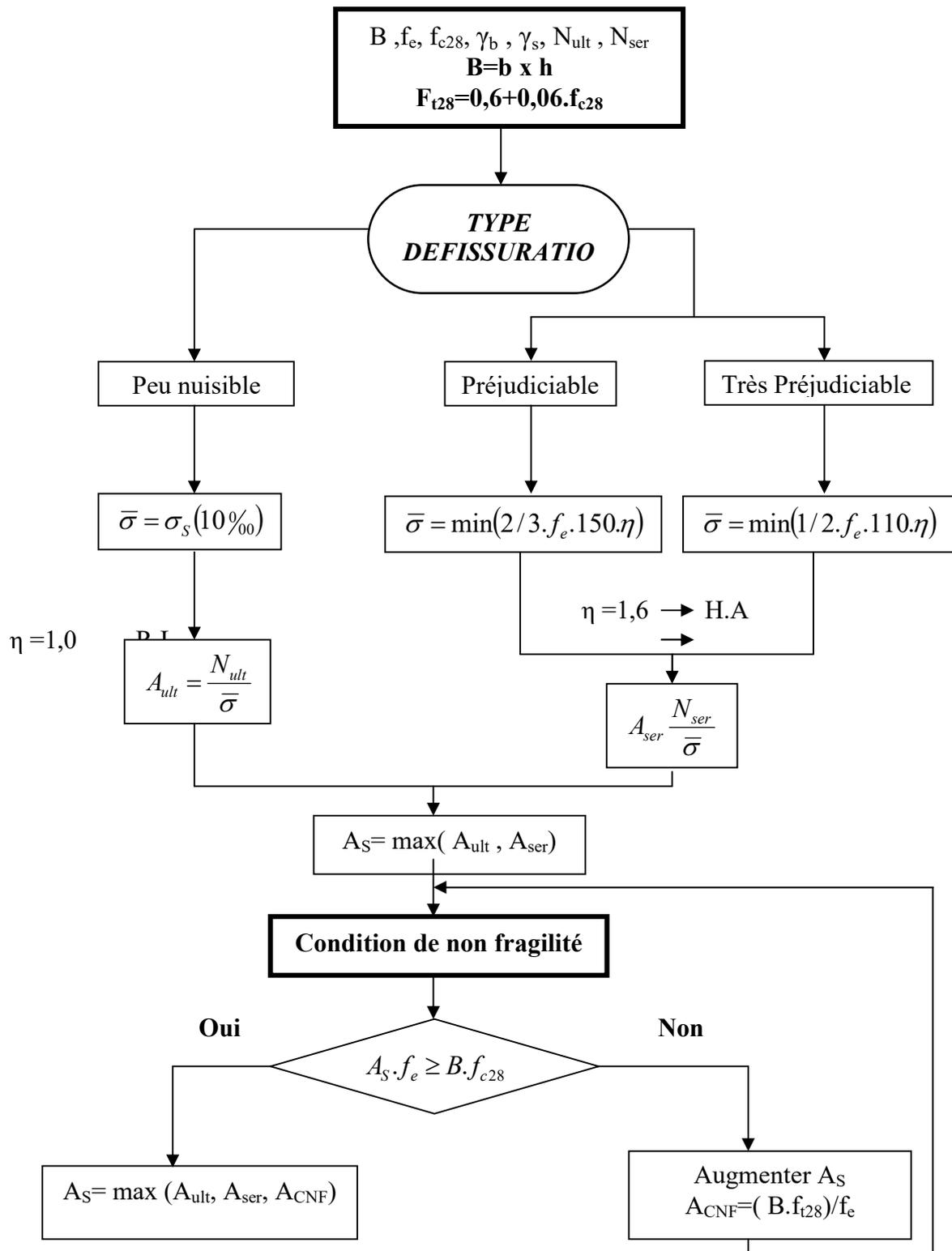
ORGANIGRAMME-IV-

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



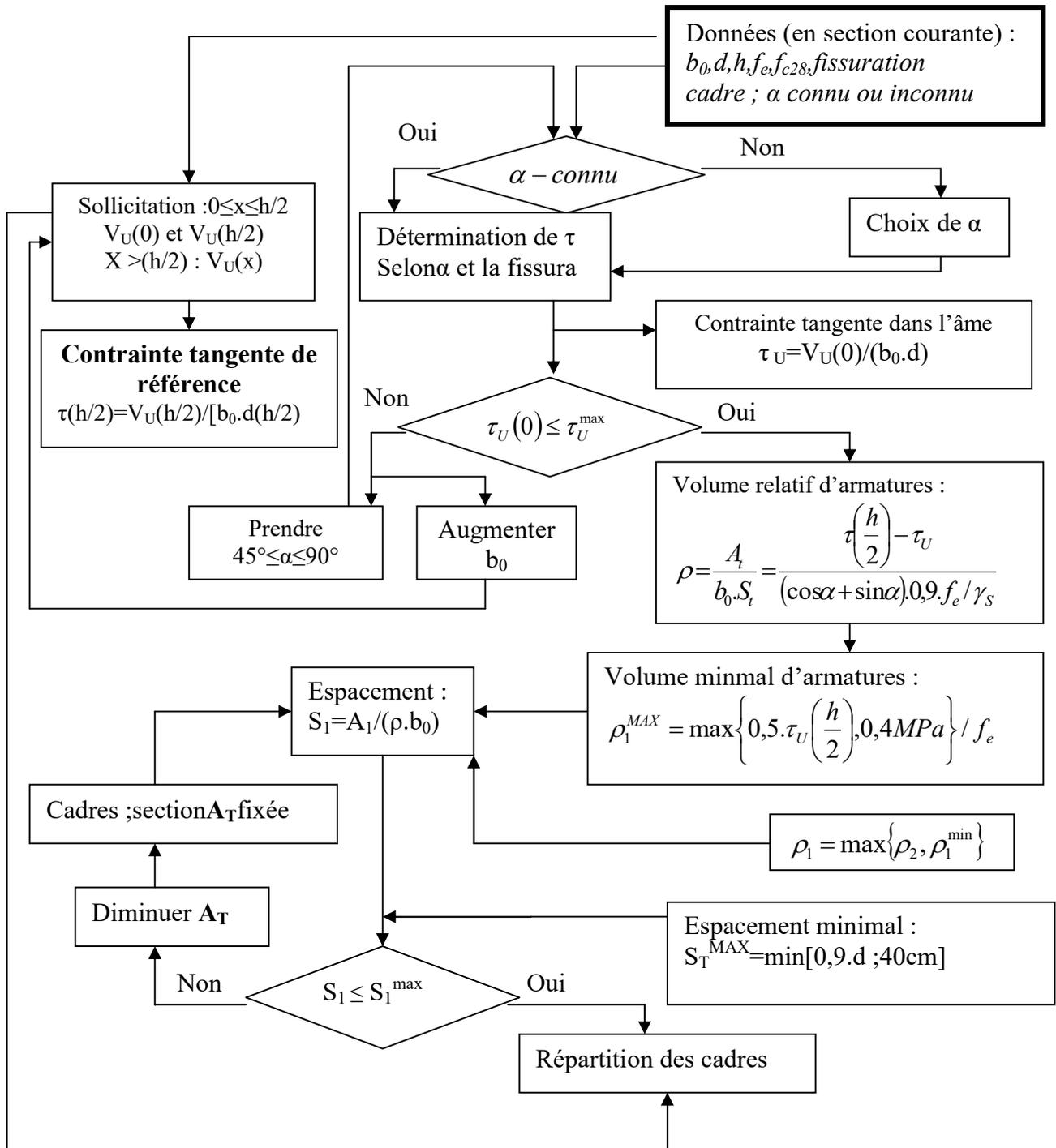
ORGANIGRAMME -V-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VI-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



CHAPITRE I:

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II:

PREDIMENTIONNEMENT

CHAPITRE III:

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV:

ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

CHAPITRE V:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI:

ETUDE DES FONDATIONS

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIQUE

ORGANIGRAMMES

I.Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de **R+9+sous-sol** à usage multiple en béton armé. Il sera implanté à **Blida**, qui est classée en zone de sismicité forte **(III)** selon [1].

Il est constitué en hauteur de :

- Sous-sol à usage de parking.
- RDC et 1^{er} étage à usage commerciale.
- Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage à étudier sont:

I.2.1. En plan:

- La longueur totale30,90m
- La largeur totale20,00m

I.2.2. En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....30,77m
- Hauteur du sous-sol.....2,89m
- Hauteur du RDC.....3,23m
- Hauteur de l'étage courant3,06m

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Ossature et contreventement :

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portiques
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

I.3.2.Planchers :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent les charges verticales et jouent le rôle de diaphragme.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas on adopte :

- Plancher en corps creux
- Plancher en dalle pleine

I.3.3. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15 + 10 cm** d'épaisseur séparées par une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

I.3.4. Les escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages

Notre structure comporte:

- Escalier à 2 paliers et 3 volées.

I.3.5. L'acrotère :

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

I.3.6. Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.3.7. Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.3.8. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

I.4. Les caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Béton:

Pour le présent projet, nous spécifions un béton de classe C25 ; c'est à dire $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance caractéristique du béton à la traction:

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa} \quad [2]$$

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et 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 de fluage du béton. Le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: ($E_{ij} = 3E_{vj}$):

- **Module de déformation instantané :** $E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32\,200 \text{ MPa}$
- **Module de déformation différée :** $E_{vj} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 10\,800 \text{ MPa}$

❖ Coefficient de Poisson: [2]

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{(E.L.U) pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).} \\ \nu = 0.2 & \text{(E.L.S) pour le calcul des déformations.....(Section non fissurée à ELS).} \end{cases}$$

• **Contraintes limites du béton en compression :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$

Dans notre cas :

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable S.D.T

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle S.A

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

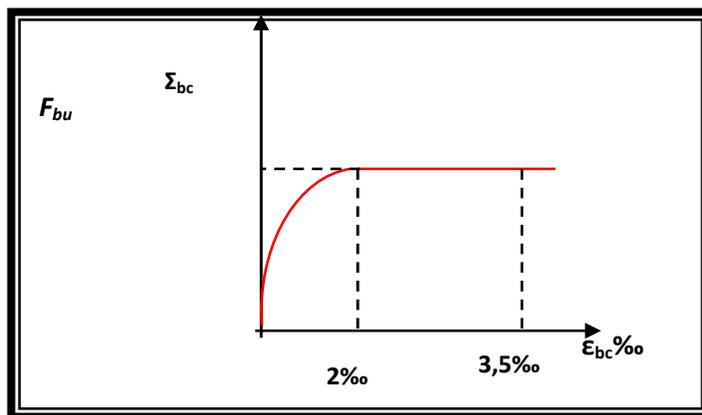


Figure-I.1. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU .

➤ **À l'ELS:**

La contrainte admissible de compression du béton est : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

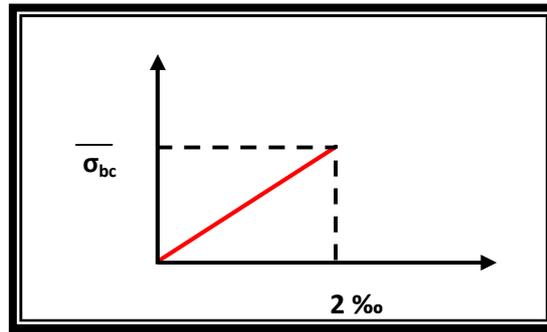


Figure -I.2. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.

• **Acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les barres à haute adhérence (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales et transversales
- Treillis soudés (TS) : TLE52 pour les dalles.

a) Limites élastiques :

Haute adhérence FeE40 \longrightarrow $f_e = 400 \text{ MPa}$

❖ **Diagramme contraintes - déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

Avec : f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

Contrainte de calcul :

a.1) L'ELU :

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- 1,15 } situation durable ou transitoire
- 1,0 } situation accidentelle.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ situation durable ou transitoire
 haute adhérence
 ($f_e = 400 \text{ MPa}$) $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ situation accidentelle

a.2) L'ELS :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible :
pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$ (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$ (MPa)

Avec : η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

b) Allongement de rupture :

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

c) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes - déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ [MPa]

d) Diagramme contraintes - déformations à l'ELU :

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = allongement relatif de l'acier.

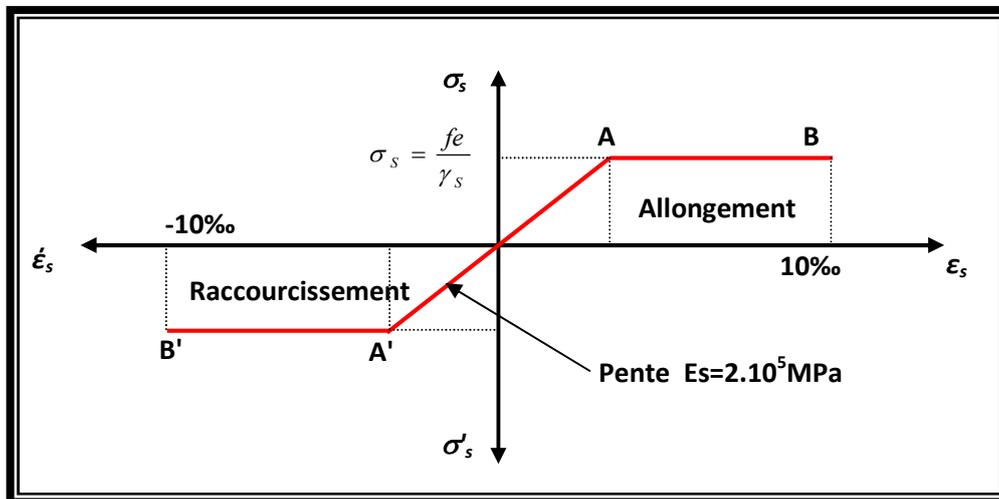


Figure-I.3. Diagramme contraintes- déformations de l'Acier.

Pré dimensionnement des éléments

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience; il sera calculé selon [3]et[1]. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Alors , nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :
planchers ;poutres ; poteaux et enfin voiles.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine pour les balcons.

II.2.1. Plancher à Corps Creux :

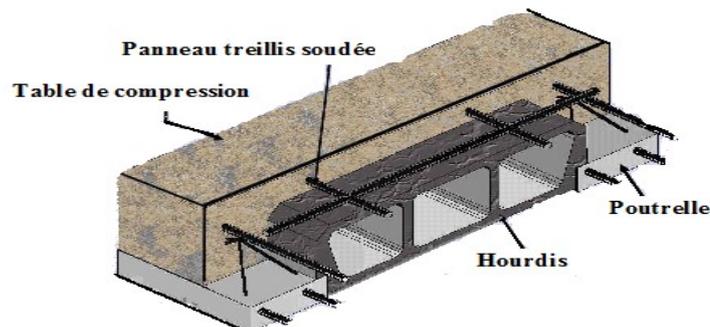


Figure. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Pour le pré dimensionnement des poutrelles, on utilisera la formule empirique suivante qui est fonction de la portée L :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20} \Rightarrow \text{On a: } L = 450 \text{ cm} \Rightarrow \text{d'où } 18\text{cm} < h_t < 22,5\text{cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 21 \text{ cm} = (16+5) \text{ cm}$

II.2.2 Plancher à dalle pleine :

➤ Condition de résistance au feu :

- $e=7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu,
- $e=11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu,

➤ Isolation phonique :

Selon [3], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis a une portée de 4.50 m

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{450}{50} \leq e \leq \frac{450}{40} \quad \Rightarrow \quad 9,00 \text{ cm} \leq e \leq 11,25 \text{ cm}$$

Dalle reposant sur deux appuis a une portée de 1,50 m

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \quad \Rightarrow \quad 4,29 \text{ cm} \leq e \leq 5,00 \text{ cm}$$

L : étant la plus petite portée de la dalle.

Donc on adopte $e=15 \text{ cm}$ [3]

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 21 \text{ cm}$. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5) d'épaisseur.
- Pour les dalles pleines des balcons nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

II.3. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [2] et vérifiées par la suite selon le [1].

❖ **selon [2]:**

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ h: hauteur de la poutre.
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$ b : largeur de la poutre.

L : c'est la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

❖ **D'après[1]:**

$b \geq 20 \text{ cm}$; $h \geq 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} \geq 4 \quad ; \quad b_{\max} = 1,5 \cdot h_1 + b_1$$

❖ **Vérification de la flèche : [1]**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec:

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminée à l'ELS.

E : module d'élasticité dérivé du béton. ($E=3700 \times \sqrt[3]{f_c 28}$)

II.3.1.Poutres principales :**Selon [2](pré -dimensionnement)**

$$L = 5,5\text{m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 36,67 \leq h \leq 55 \text{ (cm)} \quad \mathbf{h=50\text{cm}}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 15 \leq b \leq 35 \text{ (cm)} \quad \mathbf{b= 30\text{cm}}$$

Selon [1](vérification)

$$\mathbf{h \geq 30 \text{ cm}} \quad h=50 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b \geq 20\text{cm}} \quad b=30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h/b \leq 4} \quad 50/30 = 1.66 \leq 4$$

II.3.2.Poutres secondaires :

$$\mathbf{L = 4,5\text{m}}$$

Selon [2](pré -dimensionnement)

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 30 \leq h \leq 45 \text{ (cm)}$$

$$\mathbf{h=40\text{cm}}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 12 \leq b \leq 28 \text{ (cm)} \quad \mathbf{b= 25\text{cm}}$$

Selon [1](vérification)

$$\mathbf{h \geq 30 \text{ cm}} \quad h=40 \geq 30 \text{ (cm)}$$

$$\mathbf{b \geq 20\text{cm}} \quad b=25 \geq 20 \text{ (cm)}$$

$$\mathbf{h/b \leq 4} \quad 40/25 = 1.6 \leq 4$$

II.4.ÉVALUATION DES CHARGES :

L'évaluation des charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les charges d'exploitation (**Q**)

II.4.1. Plancher terrasse :

Tableau II.1: Charge permanente du plancher terrasse.

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (Kn/m ³)	poids surfaciques (Kn/m ²)
Protection en gravillons	5,00	17,00	0,85
étanchéité multicouche	2,00	6,00	0,12
Forme de pente	10,00	22,00	2,20
Isolation thermique (liège)	4,00	4,00	0,16
Dalle corps creux	21,00	/	2,80
Enduit de plâtre	2,00	10,00	0,20
Σ	/	/	6,33

Charge d'exploitation 1.00 KN/m²

II.4.2. Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux.

Tableau II.2: Charge permanente du plancher d'étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (Kn/m ³)	poids surfaciques (Kn/m ²)
revêtement en carrelage	2,00	20,00	0,40
Mortier de Pose	2,00	20,00	0,40
lit de sable	3,00	18,00	0,54
Dalle corps creux	21,00	/	2,80
enduit de plâtre	2,00	10,00	0,20
cloisons légères	/	/	1,00
Σ	/	/	5,34

Charge d'exploitation 1.50 KN/m

II.4.3. Plancher RDC :

Comme précisé précédemment, le plancher de RDC son en dalle pleine.

Tableau II.3: Charge permanente du plancher de RDC .

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (Kn/m ³)	poids surfaciques (Kn/m ²)
revêtement en carrelage	2,00	20,00	0,40
Mortier de Pose	2,00	20,00	0,40
lit de sable	3,00	18,00	0,54
Dalle pleine	25,00	15,00	3,75
enduit en ciment	2,00	18,00	0,36
cloisons légères	/	/	1,00
Σ	/	/	6,45

Charge exploitation: 5,00 KN/m²

II.4.3.Balcons:

Les balcons sont en dalle pleine.

Tableau II.4 : Charges au niveau d'un balcon.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20,00	2,00	0,40
Mortier de Pose	20,00	2,50	0,50
lit de sable	18,00	3,00	0,54
Dalle pleine	25,00	15,00	3,75
enduit en ciment	18,00	2,00	0,36
Σ	/	/	5,55

Charge exploitation: 3.50 KN/m²

II.4.4. Mur extérieur :

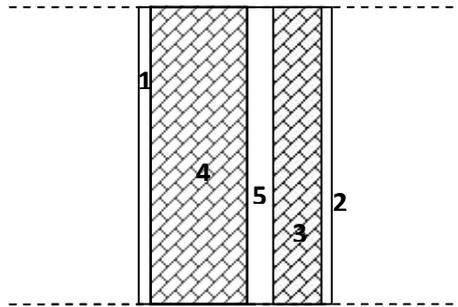


Figure. II.2 : Mur extérieur.

Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18,00	2,00	0,36
Briques creuses	9,00	15,00	1,35
L'âme d'air	/	5,00	/
Briques creuses	9,00	10,00	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10,00	2,00	0,20
Σ	/	/	2,81

II.4.5. L'acrotère :

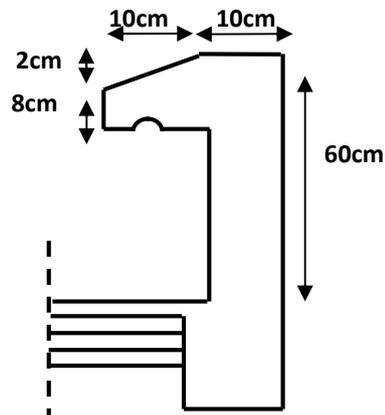


Figure .II.3 : L'acrotère.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069\text{m}^2$$

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725\text{kN/ml}$

Enduit au mortier de ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,392\text{kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,117\text{kN/ml}$$

II.5.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

Les étapes de calcul :

- ❖ On considère les 3 différents types des poteaux les plus sollicités.
- ❖ On calcule les surfaces reprises par chaque poteau.
- ❖ On détermine les charges qui reviennent à chaque poteau.
- ❖ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ❖ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA.
- ❖ Vérifier la section à l'ELS.

❖ D'après [3]:

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

❖ Selon [2]:

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

❖ Le minimum requis par [1]:

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\text{Min (a; b)} \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min (a; b)} > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$),
- B : section de béton du poteau,
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$),
- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

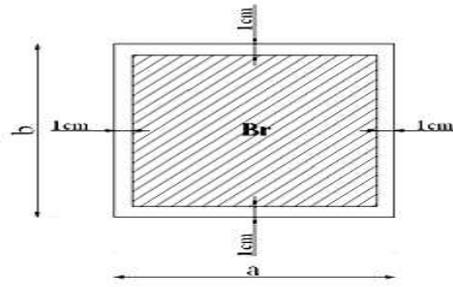


Figure .II.4 :Section Réduite du Poteau Carré.

En remplaçant dans l'équation (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

II.5.2. Evaluation de l'effort normal ultime :

II.5.2.1. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad [2]$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau.II.6:Loi de dégression.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,00
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,50
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)	8,46
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,28
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	10,05
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	13,03

1- Poteau central :S=29,89m²

Tableau II.7 : Calcul des charges du poteau central.

Niveau	Élément	G (kn)
Niveau 9 ^{eme}	Plancher terrasse	$6,33 \times 29,89 = 189,20$
	Poutres (principales)	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	Poutres (secondaires)	$0,25 \times 0,40 \times 4,60 \times 25 = 11,50$
	Poteau	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Total	229,34
8 ^{eme} - 1 ^{er}	Plancher étage courant	$5,34 \times 29,89 = 159,61$
	poutres principales	$0,3 \times 0,5 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 4,60 \times 25 = 11,50$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Total	199,75
RDC	Plancher	$5,34 \times 29,89 = 159,61$
	poutres principales	$0,3 \times 0,5 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 4,60 \times 25 = 11,50$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (3,23 - 0,50) \times 25 = 6,14$
	Total	200,13
S/SOL	Plancher	$6,45 \times 29,89 = 192,80$
	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 4,60 \times 25 = 11,50$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (2,89 - 0,50) \times 25 = 5,38$
	Total	232,56

Tableau II.8: Choix Final des Poteaux Central.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	Choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} MPA	Obs
9 ^{eme}	229,34	29,89	354,44	233,93	10,35	30	30*40	259,23	1,88	OK
8 ^{eme}	429,09	74,73	691,37	456,30	18,30	30	30*40	503,82	3,65	OK
7 ^{eme}	628,84	115,08	1021,55	674,22	26,08	30	30*40	743,92	5,39	OK
6 ^{eme}	828,59	150,94	1345,00	887,70	33,70	30	30*40	979,53	7,10	OK
5 ^{eme}	1028,34	182,33	1661,75	1096,76	35,24	35	35*45	1210,67	6,68	OK
4 ^{eme}	1228,09	209,23	1971,77	1301,37	41,44	35	35*45	1437,32	7,94	OK
3 ^{eme}	1427,84	231,65	2275,06	1501,54	41,51	40	40*50	1659,49	7,22	OK
2 ^{eme}	1627,59	252,87	2576,55	1700,52	46,75	40	40*60	1880,46	8,18	OK
1 ^{eme}	1827,34	277,38	2882,98	1902,77	46,25	45	45*60	2104,72	7,39	OK
RDC	2027,47	300,39	3187,67	2103,86	50,93	45	45*60	2327,86	8,18	OK
S/sol	2260,03	389,47	3635,25	2399,27	57,80	45	45*60	2649,50	8,53	OK

2- Poteau de rive : $S = 14,95 \text{ m}^2$

Tableau II.9 : Calcul des charges du poteau de rive.

Niveau	Élément	G(kn)
	Plancher terrasse	$6,33 \times 14,95 = 94,63$
Niveau 9^{eme}	Poutres (principal)	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	Poutre (secondaire)	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	Poteau	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Poids de l'acrotère	$6,10 \times 2,117 = 12,91$
	Total	141,56
	Plancher étage courant	$5,34 \times 14,95 = 79,83$
8^{eme} -1^{er}	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Poids des murs	$(3,06 - 0,50) \times 5,80 \times 2,81 = 41,72$
	Total	155,57
	Plancher	$5,34 \times 14,95 = 79,83$
RDC	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (3,23 - 0,50) \times 25 = 6,14$
	Poids des murs	$(3,06 - 0,50) \times 5,80 \times 2,81 = 41,72$
	Total	155,95
	Plancher	$6,45 \times 14,95 = 96,43$
S/SOL	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 6,10 \times 25 = 22,88$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (2,89 - 0,50) \times 25 = 5,38$
	Poids des murs	$(3,23 - 0,5) \times 5,80 \times 2,81 = 44,49$
	Total	174,56

- Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.10: Choix Final des Poteaux de rive.

Niveaux	N _G kN	N _Q kN	N _u kN	Br cm ²	a cm	b cm	Choix	N _{ser} kN	σ _{ser} Mpa	Obs
9 ^{eme}	141,56	14,95	213,53	140,93	7,03	30	30*40	156,51	1,13	OK
8 ^{eme}	297,32	37,38	457,45	301,92	12,78	30	30*40	334,70	2,43	OK
7 ^{eme}	452,96	57,56	697,84	460,57	18,45	30	30*40	510,52	3,70	OK
6 ^{eme}	608,66	75,50	934,94	617,06	24,04	30	30*40	684,16	4,96	OK
5 ^{eme}	764,36	91,20	1168,69	771,33	29,55	30	30*40	855,56	6,20	OK
4 ^{eme}	920,06	104,65	1399,06	923,38	34,98	30	30*40	1024,71	7,43	OK
3 ^{eme}	1075,76	115,86	1626,07	1073,20	32,52	35	35*45	1191,62	6,58	OK
2 ^{eme}	1231,46	126,48	1852,19	1222,45	39,04	35	35*45	1357,94	7,50	OK
1 ^{er}	1387,16	138,74	2080,78	1373,31	38,14	40	40*50	1525,90	6,63	OK
RDC	1543,11	150,25	2308,57	1523,66	42,10	40	40*50	1693,36	7,36	OK
S/sol	1717,67	194,80	2611,05	1723,30	47,35	40	40*50	1912,47	8,32	OK

3- Poteau d'angle : S = 7,47 m²

Tableau II.11 : Calcul des charges du poteau d'angle.

Niveau	Élément	G (kn)
	Plancher terrasse	$6,33 \times 7,47 = 47,29$
Niveau 9 ^{eme}	Poutres (principal)	$0,30 \times 0,5 \times 3,05 \times 25 = 11,44$
	Poutre (secondaire)	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	Poteau	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Poids de l'acrotère	$(3,10 + 2,45) \times 2,117 = 11,75$
	Total	81,62
	Plancher étage courant	$5,34 \times 7,47 = 39,89$
8 ^{eme} - 1 ^{er}	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 3,05 \times 25 = 11,44$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteau	$0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76$
	Poids des murs	$(3,06 - 0,5) \times (3,05 + 2,15) \times 2,81 = 37,41$
	Total	99,88
	Plancher	$5,34 \times 7,47 = 39,89$
RDC	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 3,05 \times 25 = 11,44$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (3,23 - 0,50) \times 25 = 6,14$
	Poids des murs	$(3,06 - 0,50) \times (3,05 + 2,15) \times 2,81 = 37,41$
	Total	100,26
	Plancher	$6,45 \times 7,47 = 48,18$
S/SOL	poutres principales	$0,30 \times 0,50 \times 3,05 \times 25 = 11,44$
	poutres secondaires	$0,25 \times 0,40 \times 2,15 \times 25 = 5,38$
	poteaux	$0,30 \times 0,30 \times (2,89 - 0,50) \times 25 = 5,38$
	Poids des murs	$(3,23 - 0,50) \times (3,05 + 2,15) \times 2,81 = 39,89$
	Total	110,27

- Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.12: Choix Final des Poteaux d'angle.

Niveaux	N _G kN	N _Q kN	N _u kN	Br cm ²	a cm	b cm	Le choix	N _{ser} kN	σ _{ser} Mpa	Obs .
9 ^{eme}	81,62	7,47	121,39	80,12	4,86	30	30*40	89,09	0,65	ok
8 ^{eme}	181,50	18,68	273,05	180,21	8,44	30	30*40	200,18	1,45	ok
7 ^{eme}	281,38	28,76	423,00	279,18	11,97	30	30*40	310,14	2,25	ok
6 ^{eme}	381,26	37,72	571,28	377,04	15,47	30	30*40	418,98	3,03	ok
5 ^{eme}	481,14	45,57	717,89	473,81	18,92	30	30*40	526,71	3,81	ok
4 ^{eme}	581,02	52,29	862,81	569,45	22,34	30	30*40	633,31	4,59	ok
3 ^{eme}	680,90	57,89	1006,05	663,99	25,71	30	30*40	738,79	5,35	ok
2 ^{eme}	780,78	63,20	1148,85	758,24	29,08	30	30*40	843,98	6,11	ok
1 ^{er}	880,66	69,32	1292,87	853,29	32,48	30	30*40	949,98	6,88	ok
RDC	980,92	75,07	1436,85	948,32	35,87	30	30*45	1055,99	6,80	ok
S/SOL	1091,19	97,33	1619,10	1068,60	40,16	30	30*45	1188,52	7,66	ok

Conclusion :

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de Rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux » pour cela, on va regrouper ces sections dans le tableau suivant :

Tableau. II.13 : Choix Final des Poteaux.

Sous Niveau	Sections carrées (axb)cm ²
Terrasse	30*40
8 ^{ème}	30*40
7 ^{ème}	30*40
6 ^{ème}	30*40
5 ^{ème}	35*45
4 ^{ème}	35*45
3 ^{ème}	40*50
2 ^{ème}	40*50
1 ^{er}	45*60
RDC	45*60
S/Sol	45*60

II.6. LES VOILES :

II.6.1. Introduction :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage.

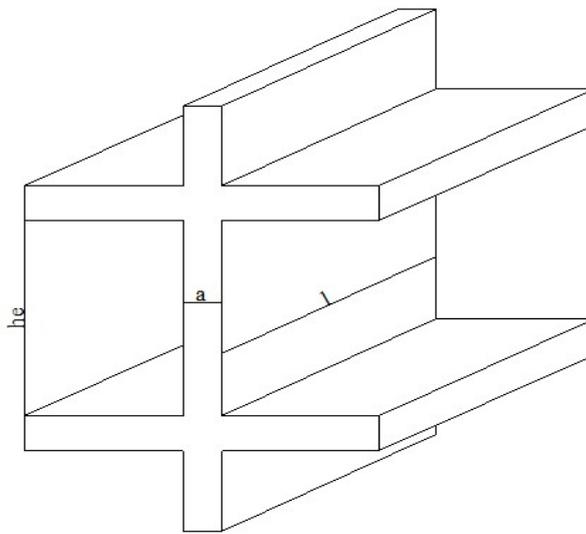


Figure .II.5 : Schéma du voile.

D'après [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{On a: } h_e = 3,23 - 0,50 = 2,73\text{m} \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 13,65\text{cm}$$

On prend : a = 20 cm

D'après [1]: a_{min} = 15 cm

On prend : a = 20 cm.

III Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ce chapitre consiste à étudier les éléments secondaires du bâtiment qui sont :

Les escaliers, l'acrotère, le balcon, ...etc.

III.2. L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une charge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

III.2.1 Dimension de l'acrotère:

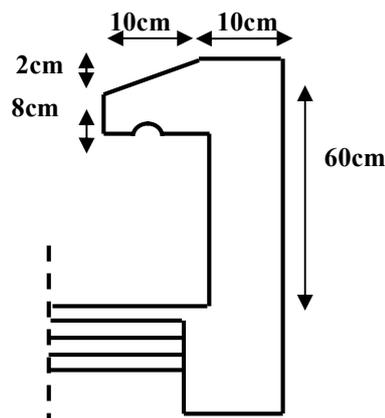


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.2.2.Schéma statique :

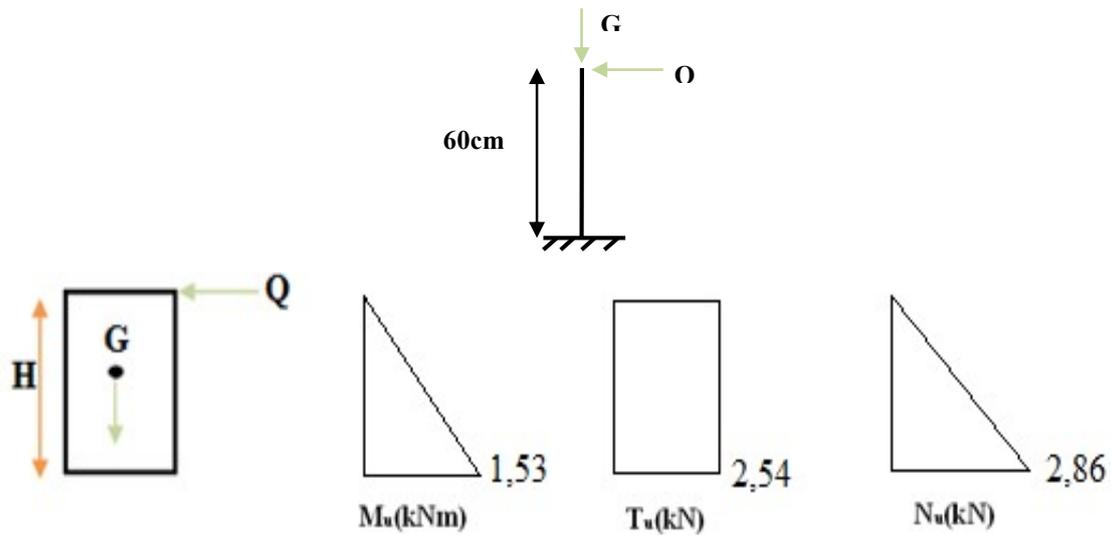
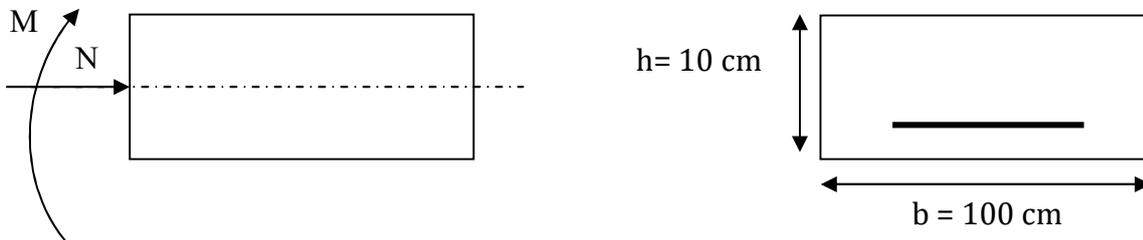


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU

III.2.3.Détermination des sollicitations:



- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$\rho = 25 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow G_1 + G_2 = 1,725 + 0,392 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2,$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max (1 \text{ kN/m}, F_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 2,117 \text{ kN}$
- La force sismique F_p :

D'après [1] les forces horizontales de calcul F_p

Agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant

La formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.25$ (zone sismique III; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 2,117$ KN/ml.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2,117 = 1,694 \text{ KN/ml.}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 \times 1 = 1,694 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p).$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,694 \text{ kN .}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,117KN/ml et Q=1,694 KN/ml.

III.2.4. Calcul des effort :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,86 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694 \text{ KN}$$

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

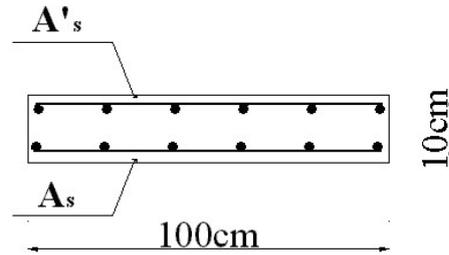


Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère.

Calcul de l'excentricité:

$$e = e_1 + e_a$$

Avec :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,53}{2,86} = 53,50 \text{ cm}$$

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

$$e = 53,50 + 2 = 55,50 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état

Limite ultime [2]:

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{1,53}{55,5 \times 10^{-2}} = 2,76 \text{ KN}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,76}{1 \times 0,01 \times 14,17 \times 10^3} = 0,02 < 0,81$$

$$\xi = 0,1661$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,1661 \times 10 = 1,661 \text{ cm}$$

$e > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,53 + 2,76(0,08 - 0,1/2) = 1,61 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,61}{1 \times 0,08^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,017$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,61 \times 10^6}{79,30 \times 348} = 58,33 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 50,40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.6. Vérification de la section d'acier selon [2]:

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 7,5 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 0,966 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6=1,70cm²**

Avec un espacement $S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$

III.2.7. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On a $A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$ pour 1ml, mais pour $H = 0,60 \text{ m}$:

$$A_r = \frac{0,425 \times 0,60}{1} = 0,255$$

On choisit **4T6=1,13cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60 - 4}{3} = \frac{56}{3} \approx 20 \text{ cm}$

III.2.8. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,016}{2,117} = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a :

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C = d - e_a$

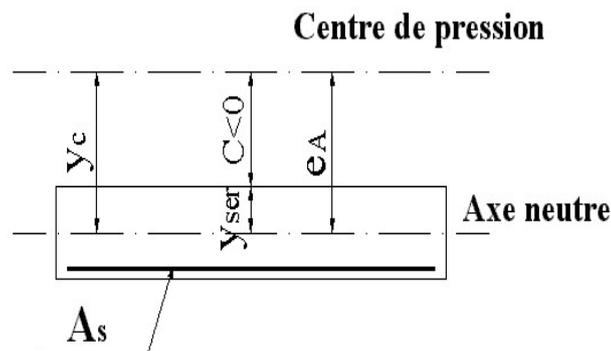
$$\text{Avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le «**BAEL 91**», on doit résoudre l'équation suivant :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :



$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5482,28 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 155713,33 \end{array} \right. \text{ et}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,64.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996 \Rightarrow \varphi = 175,29^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,49$$

$$y_1 = \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 44,75 \text{ cm}$$

$$y_2 = \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,45 \text{ cm}$$

$$y_3 = \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 40,7 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 44,7 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{\text{ser}} = 44,7 - 43 = 1,7 \text{ cm} < 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 1,7 \text{ cm} \\ y_c = 44,7 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n \left[A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - c')^2 \right] = 1012,03 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{2,117 \times 10^3 \times 44,7 \times 10}{1012,03 \times 10^4} \right) \times 17 = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (y_{\text{ser}} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 88,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 21,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.9. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1f_{c28} ; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa} \quad [1]$$

$$\tau_u = \frac{2,541.10^3}{80.10^3} = 0,031\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{vérifiée}$$

Remarque :

Les forces horizontales (tel que le séisme) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s = A_s'$).

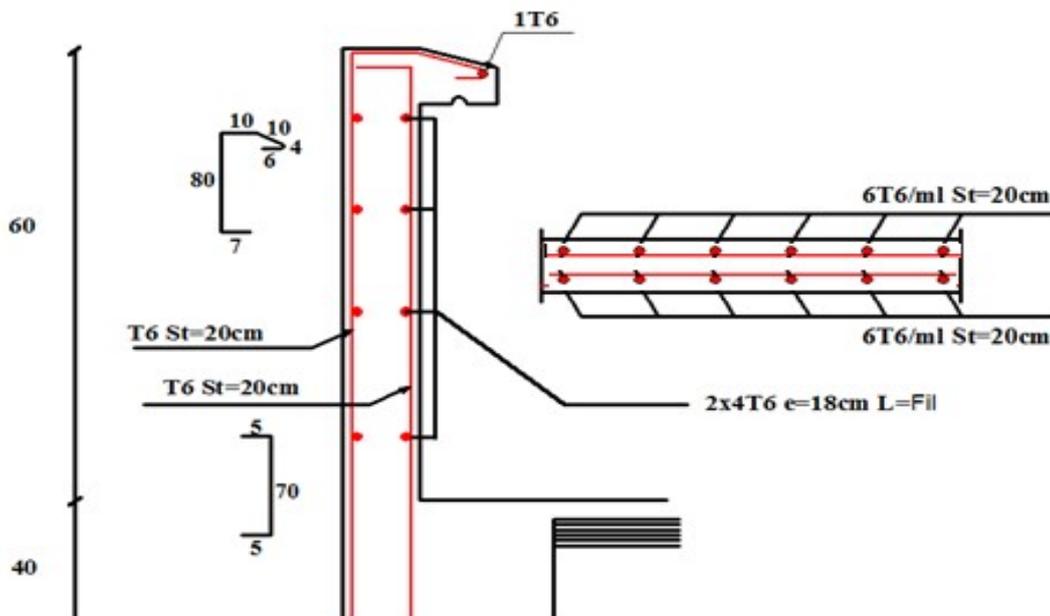


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III .3. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de **1.50m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.

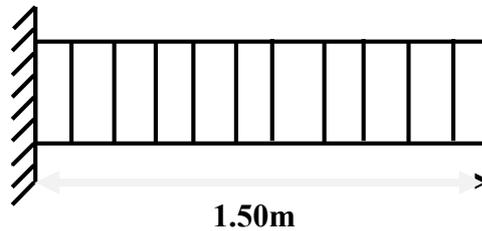


Figure III.5 :Schéma statique

III.3.1.Les charges :

- **Evaluation des charges :**

Epaisseur de la dalle. **e =15 cm**

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : **$G_1 = 5,55 \text{ KN/m}^2$**
- Charges sur le balcon : **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$**
- Charge de garde-corps : **$G_2 = 1\text{KN/m}$**
- Charges dus à la main courante : **$Q_2 = 1 \text{ KN/m}$**

- **Calcul des sollicitations:**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

- **Combinaison fondamentale :**

- **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5,55) + 1.5 (3.5) \end{cases} \quad \Rightarrow \quad q_u = 12.74 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5\text{KN} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

- **L'ELS:**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5,55 + 3,5 \end{cases} \Rightarrow q_s = 9,05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_2 \\ Q_s = Q_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_s = 1 \text{ KN} \\ Q_s = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

• Schéma statique de calcul :

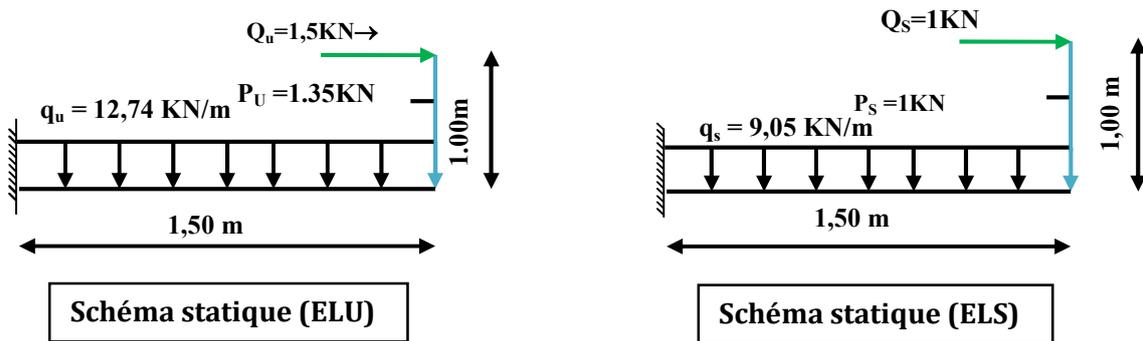


Figure III.6 : Schéma statique.

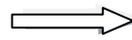
III.3.2. Les moments et Les efforts tranchants :

➤ L'ELU:

❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$:

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u \quad (1)$$

$$M_u(x) = -6,37 x^2 - 1,35 x - 1,5$$



$$\begin{cases} M_u(0\text{m}) = -1,5 \text{ KN.m} \\ M_u(1,4\text{m}) = -17,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \end{cases}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} 12,74x + 1,35 \end{cases}$$



$$\begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1,35 \text{ KN} \\ T_u(1,4\text{m}) = 20,46 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS:

• **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$ m :**

$$M_S(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(0)$$

$$M_S(x) = -4,53 x^2 - 1x - 1$$

$$T_S(x) = q_s x + p_s$$

$$T_S(x) = 9,05 x + 1$$

\Rightarrow
 \Rightarrow

$\left\{ \begin{array}{l} M_S(0m) = -1 \text{ KN.m} \\ M_S(1.50m) = -12,69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

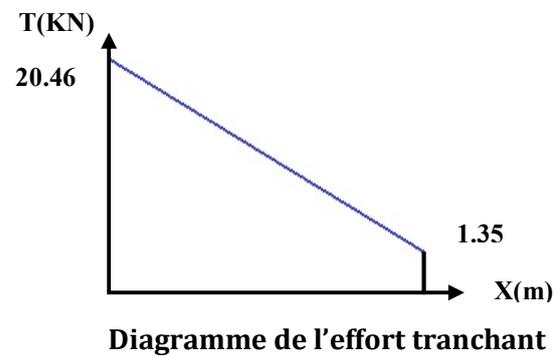
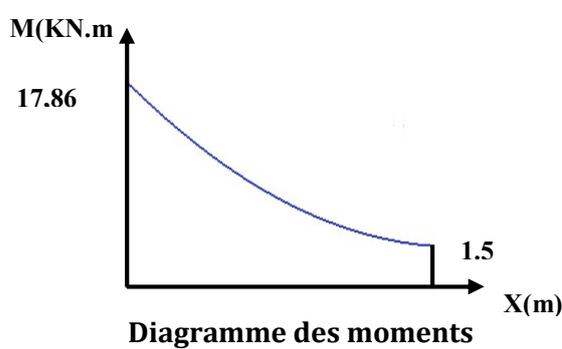
$\left\{ \begin{array}{l} T_S(0m) = 1 \text{ KN} \\ T_S(1.50m) = 14,58 \text{ KN} \end{array} \right.$

Tableau III .1. Des moments et des efforts tranchant.

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.50	X=0	X=1.50
T(x) KN	1.35	20,46	1,00	14,58
M(X) KN.m	1.5	17,86	1,00	12,69

III.3.3. Diagramme des moments et des efforts tranchant :

➤ **L'ELU :**



➤ **L'ELS :**

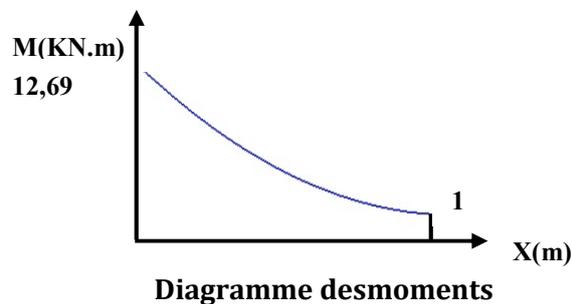


Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchant.

III.3.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=11\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau.III.2 : Ferrailage du balcon.

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
17.86	0,069	Oui	0,00	0,089	13,02	3.94	7T12	7,92	15

• **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,96\text{cm}^2$$

Le choix est de: 7T8/ml=3,52cm² avec: $S_t=15\text{cm}$

• **Vérifications :**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 7,92\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{20,46 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,152\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.5. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:

$$n=15; d=13,5\text{cm}; b=100\text{cm}; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.3 : Vérification des contraintes du balcon.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
12,69	7,92	4,60	12654,68	4,61	vérifiée	133,87	vérifiée

Vérification de la flèche : [8]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,10 > 0,0625 \dots \dots \dots$..vérifié e
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,92}{100 \times 11} = 0,0059 < 0,0105 \dots \dots$..v érifée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,10 \geq 0,1 \dots \dots \dots$..vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**

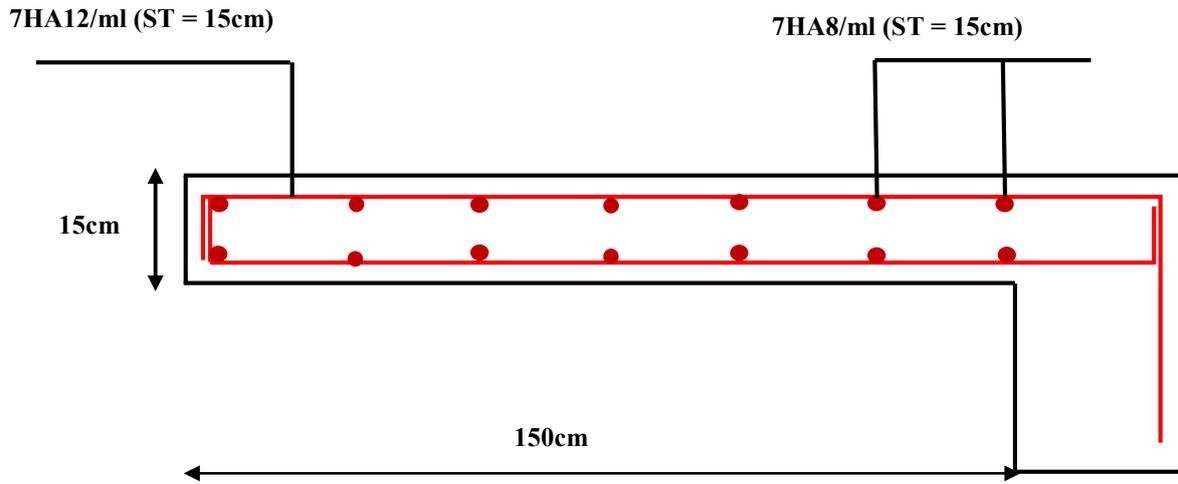


Figure III.8 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. CALCUL DU PLANCHER :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+5**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16cm**.
- Une dalle de compression en béton de **5 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

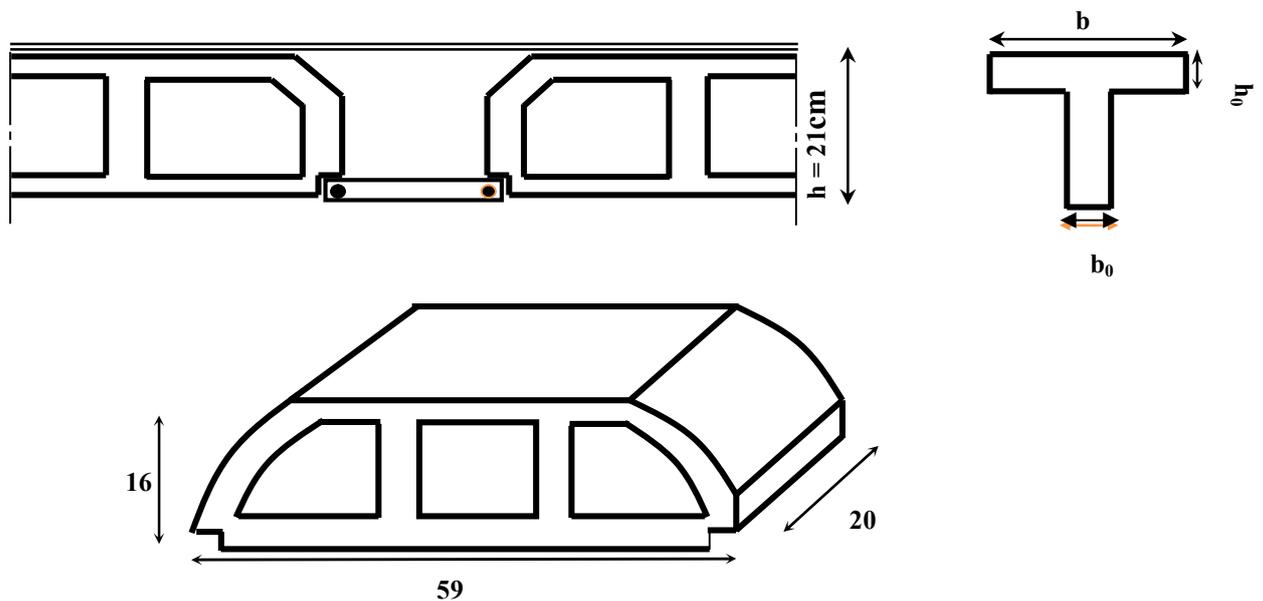


Figure III.9 : Schéma plancher en corps creux.

III.4.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

- **Dimensions de la poutrelle :**

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{450}{25} \leq h \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 18 \leq h \leq 22,5\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} h = 18\text{cm} & ; \quad h_0 = 5\text{cm} \\ b = 65\text{cm} & ; \quad b_0 = 12\text{cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,50\text{cm} \end{cases}$$

III.4.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes :** avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes :** après le coulage de la table de compression

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

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

❖ Les charges :

- **Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{cc} = 0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,46 \text{ kN/ml}$$

D'où : $G = 0,15 + 1,46 = 1,61 \text{ kN/ml}$

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

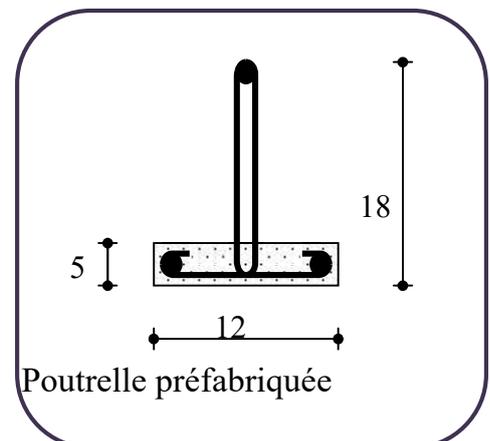
Combinaison des charges :

➤ à L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1,61) + (1,5 \times 0,65) = 3,15 \text{ kN/ml.}$$

$$q_u = 3,15 \text{ kN/ml.}$$

➤ à L'ELS:



$$q_s = G + Q = 1,61 + 0,65 = 2,26 \text{ KN/ml}$$

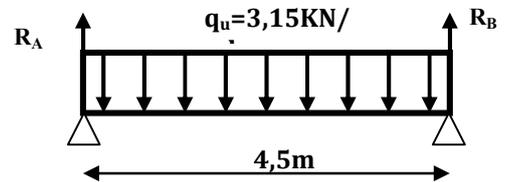
$$q_s = 2,26 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :

• à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,15 \times 4,5^2}{8} = 7,97 \text{ KN.m}$$

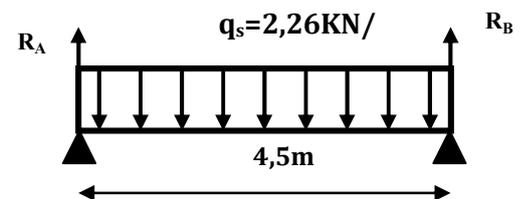
$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{3,15 \times 4,50}{2} = 7,09 \text{ KN.m}$$



• à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{2,26 \times 4,5^2}{8} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{2,26 \times 4,50}{2} = 5,09 \text{ KN.m}$$



III.4.3. Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$$h = 5 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,97 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 2,31 > 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0.$$

Puisque, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

Nous prévenons des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

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

Après le coulage de la table de compression et le durcissement du son béton, la poutrelle travaillera étant qu'une poutrelle en forme de « Té »

III.4.4. Evaluation des charges:

Tableau III .4. Évaluation des charges.

	Charge permanentes (kN/ml)	charges d'exploitation (kN/ml)
Plancher terrasse	$G=6,33 \times 0,65=4,11$	$Q=1 \times 0,65=0,65$
Plancher courant	$G=5,34 \times 0,65=3,47$	$Q=1,5 \times 0,65=0,98$

III.4.4.1 Combinaison des charges :

Tableau III .5. Combinaison des charges.

	E.L.U (kN/ml)	E.L.S (kN/ml)
Plancher terrasse	$q_u=1,35G+1,5Q=6,52$	$q_{ser}=G+Q=4,76$
Plancher courant	$q_u=1,35G+1,5Q=6,15$	$q_{ser}=G+Q=4,45$

D'après les calculs, on remarque que le plancher terrasse est le plus sollicité ; et les poutrelles sollicitées sont de type à 4 travées.

III.4.5. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes des poutrelles dont elles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

Aussi **la méthode des 03 moments**, est utilisable sauf cette méthode peut être critiquée pour les raisons suivantes : [2]

- Elle suppose que la section résistante est homogène et constante.
 - Pour une section en T la table n'intervient pas sur les appuis (moment négatif- béton tendu), et intervient au maximum en travée.
 - Les conditions d'exécution par phase finale que le béton peut avoir des caractéristiques différentes selon les zones.
 - L'expérience montre qu'on obtient des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées.

III.4.5.1. Méthode de forfaitaire: [2]

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

• **Application :**

$$5 \text{ kN/m}^2 \left. \begin{array}{l} 1) Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 8,22 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

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

3) on a 4 traves de même longueur

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,50}{4,50} = 1,00 \Rightarrow 0,8 < 1,00 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

- 4) La fissuration est peu nuisible.
 \Rightarrow Alors cette méthode est applicable.

III.4.5.2.Principe de la méthode forfaitaire : [2]

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \max (1,5M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) - \left(\frac{M_w - M_e}{2} \right)$$

$$M_t \geq \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire.} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive.} \end{array} \right.$$

Avec :

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w; M_e)$: valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : moment maximal dans la travée considérée.

Moment sur appui :

- $M = 0,2 M_0$ appuis de rive.
- $M = 0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M = 0,5 M$ appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4 M_0$ les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• **Calcul des moments :**

➤ **ELU:**

On a 4 travées de même longueur et supportes les mêmes charges

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,52 \times (4,5)^2}{8} = 16,50 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis:**

$$M_a = 0,2 M_0 = 3,30 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,5 M_0 = 8,25 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,4 M_0 = 6,60 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_0 = 8,25 \text{ kN.m}$$

$$M_e = 0,2 M_0 = 3,30 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travée:**

-Travée de rive (A-B)

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G) \\ \alpha = 0,38$$

$$\text{On a } (1 + 0,3 \alpha) = 1,114 \geq 1,05$$

Donc on a

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G) \text{ avec } \alpha = 0,38$$

Pour (1) : $M_t \geq 12,61 \text{ Kn.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 10,84 \text{ Kn.m}$

$\Rightarrow M_t = 12,61 \text{ kN.m}$

- Travée intermédiaire (B-C) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G) = 0,38$$

Pour (1) : $M_t \geq 10,96 \text{ Kn.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 10,84 \text{ Kn}$

$\Rightarrow M_t = 10,96 \text{ kN.m}$

- Travée intermédiaire (C-D) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G) = 0,38$$

Pour (1) : $M_t \geq 10,96 \text{ Kn.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 10,84 \text{ Kn}$

$\Rightarrow M_t = 10,96 \text{ kN.m}$

- Travée de rive (D-E) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G) = 0,38$$

$$\text{Pour (1) : } M_t \geq 12,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour (2) : } M_t \geq 10,84 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 12,61 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

On a 4 travées de même longueur et supportes les mêmes charges

$$M_0 = \frac{q_S \cdot L^2}{8} = \frac{4,76 \cdot (4,50)^2}{8} = 12,05 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,2 M_0 = 2,41 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 M_0 = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 M_0 = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_0 = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,2 M_0 = 2,41 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

-Travée de rive (A-B)

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G)$$

$$\alpha = 0,38$$

$$\text{Pour (1) : } M_t \geq 9,20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour (2) : } M_t \geq 7,92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_t = 9,20 \text{ KN.m}$$

- Travée intermédiaire (B-C) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_d \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : $\alpha = QB / (QB + G) = 0,38$

Pour (1) : $M_t \geq 6,79 \text{ Kn.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 7,92 \text{ Kn}$

$\Rightarrow M_t = 7,92 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire (C-D) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_d \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : $\alpha = QB / (QB + G) = 0,38$

Pour (1) : $M_t \geq 6,79 \text{ Kn.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 7,92 \text{ Kn}$

$\Rightarrow M_t = 7,92 \text{ KN.m}$

- Travée rive (D-E) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_d \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : $\alpha = QB / (QB + G) = 0,38$

Pour (1) : $M_t \geq 9,20 \text{ KN.m}$

Pour (2) : $M_t \geq 7,92 \text{ KN}$

$\Rightarrow M_t = 9,20 \text{ KN.m}$

➤ **Sur Appuis:**

Tableau III.6 : Moments sur appuis.

	M_A (kN.m)	M_B (kN.m)	M_C (kN.m)	M_D (kNm)	M_E (kN.m)
ELU	3,30	8,25	6,60	8,25	3,30
ELS	2,41	6,03	7,23	6,03	2,41

➤ **Sur Travées :**

Tableau III.7 : Moments en travées.

	M_{AB} (kN.m)	M_{BC} (kN.m)	M_{CD} (kN.m)	M_{DE} (kN.m)
ELU	12,61	10,96	10,96	12,61
ELS	9,20	7,92	7,92	9,20

III.4.6. Calcul de ferrailage:

On considère pour le ferrailage de type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire que là où le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

• **Sollicitations :**

Les efforts max est en travée et sur les appuis sont :

➤ **ELU :**

En travée : $M_{\max}=12,61\text{KN.m}$

Sur appui : $M_{\max}=8,25\text{KN.m}$

➤ **ELS :**

En travée : $M_{\max}=9,20\text{KN.m}$

Sur appui : $M_{\max}=7,23\text{KN.m}$

III.4.7. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,90\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre qu'est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{\text{tab}} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kNm.}$$

On a : $M_{\text{tu}} < M_{\text{tab}}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on calcul comme si la section était rectangulaire d'une largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.8. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{\text{tu}}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
12,61	0,038	Oui	0	0,048	18,54	Oui	348	1,95

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

- **Ferrailage sur appuis :**

On a : $M_{\text{au}}^{\max} = 8,25 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 75,53 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{\text{tu}}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8,25	0,025	Oui	0	0,032	18,66	oui	348	1,27

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$

Choix : 21T10 ($A_s = 1,57 \text{ cm}^2$)

III.4.8. Verifications:

- **Vérifications à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,647 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_u = 14,67 \text{Kn}$$

$$\sigma_b = 0,719 \text{MPa} \leq 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armateurs longitudinale :**

$$A_s = 1,57 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,42 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification a ELS :**

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissure est-elle se limite à celle concernant de compression de béton

- **Vérification de contrainte du béton :**

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

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

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65\text{cm}$ (travée) ; $b_0 = 12\text{cm}$ (appuis) ; $c = c' = 2,5\text{cm}$

Y est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcule le moment d'inertie

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_S + A'_S)y - 30(dA_S + c'A'_S) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_S(d-y)^2 + 15A'_S(y-c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules

Suivantes :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_S - A'_S)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_S + c'A'_S)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_S(d-y)^2 + A'_S(y-d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.10. : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	Mser (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs
travée	9,20	2,36	0	4,03	9245,64	4,01	Vérifie
appuis	7,23	1,57	0	3,36	6509,01	3,73	Vérifie

Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions sont vérifiées :

Les conditions ont vérifié :

$$\begin{aligned} - \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ - \frac{A_s}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \text{ [8]} \\ - \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \end{aligned}$$

Avec $h = 21\text{cm}$, $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $l = 4.50\text{m}$; $M_{tser} = 9,20\text{kN.m}$; $M_0 = 16,50\text{kN.m}$; $A_s = 2,36\text{cm}^2$;

$f_e = 400\text{MPa}$

Alors :

$$- \frac{h}{L} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$- \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0,0104 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$- \frac{h}{L} = 0,047 < 0,056 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

F_{i_i} : la flèche due aux charges instantanées.

F_{v_v} : la flèche due aux charges de longue durée.

• **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 = \left[b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \cdot b_0 \cdot \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s \right] \cdot \frac{1}{[b \cdot h_0 + (h - h_0) \cdot b_0 + 15A_s]}$$

• **Moment d'inerte de la section totale homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 52661,57 \text{Cm}^4$$

• **Calcul des moments d'inerte fictifs:**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée. $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11. : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	δ	Y1 (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,20	2,36	0,010	4,03	206,26	4,11	1,64	0,64	52661,57	15956,29	25693,58

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10721,40 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée:**

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = 0,36 \text{ cm}$$

• **Calcul de la flèche due à la déformation différée:**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,32 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0,90 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f} : \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa.)

Selon [1] :

$$- \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$- \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \dots\dots\dots \text{..Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 0,65\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\text{mm}$

Donc :

- Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6,375.10^{-4} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

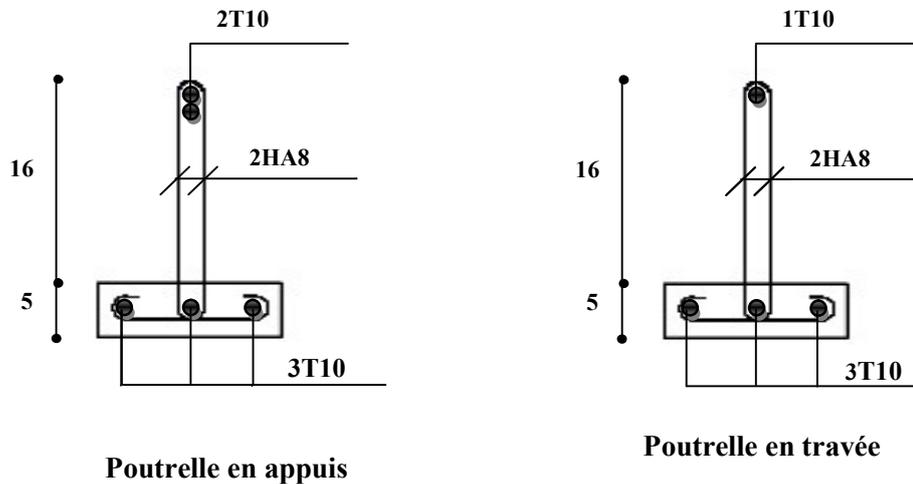


Figure10 : Ferrailage de la poutrelle.

III.4.9. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Donc nous obtenons : $A_1=0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous prenons : 5T8=2,51cm²

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adoptons un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

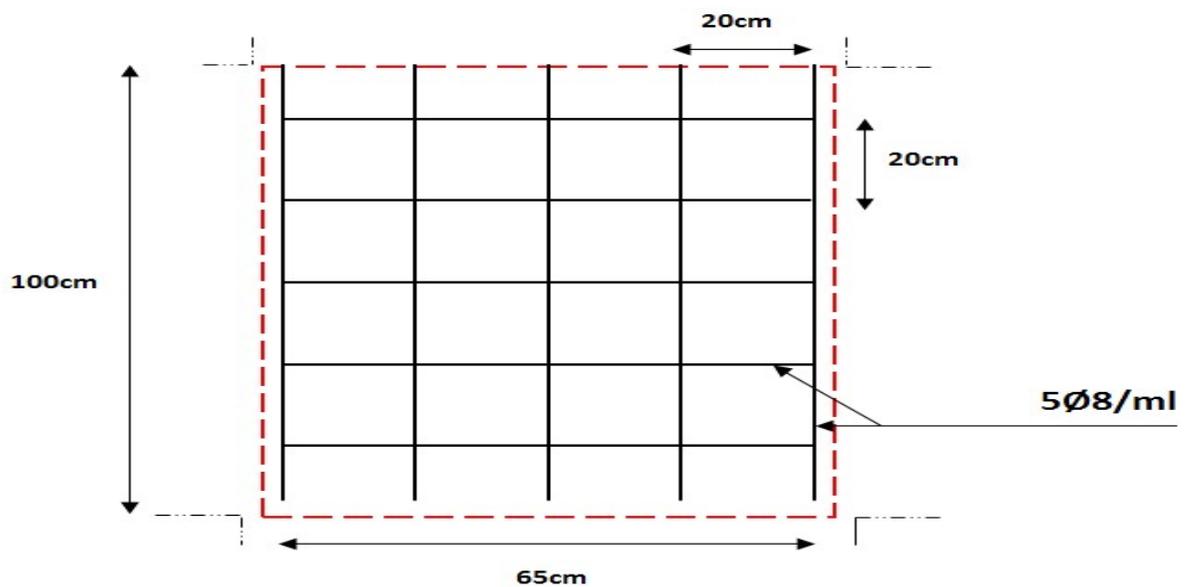


Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5 .LES ESCALIERS :

Les escaliers est une construction architecturale constitué d'une suite régulière des plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer d'un niveau a un autre.

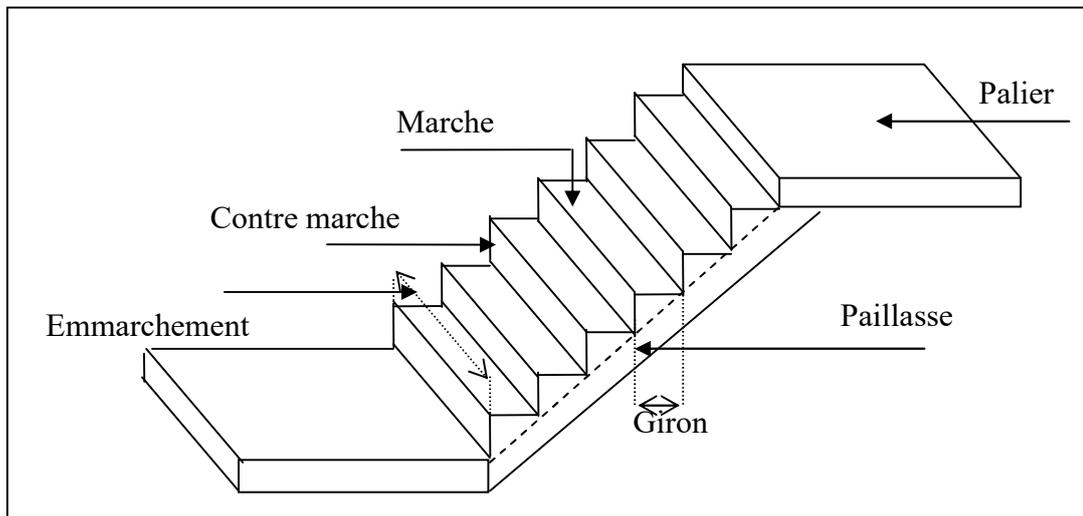


Figure III.12 : schéma d'un escalier.

On distingue 1type : Escalier (2palier et 3 volées)

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

- $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm
- $16 \leq h \leq 18$ cm
- $g \geq 23$ cm

h : La hauteur de la contre marche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

- **III.5 .1.étage courant :**

-Hauteur d'étage : **H = 3.06 m.**

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

⇒ On prend **g = 30 cm.**

-Détermination du nombre de marches : **$n = H/h = 306/17 = 18$ marches (6+6+6).**

-Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17*6 = 1,02$ m ⇒ **H' = 1,02 m.**

- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : **$L = g (n-1) = 1,50$ m.**

- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : **$\text{tg } \alpha = H'/L \iff \alpha \approx 20^\circ.$**

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : **$Lp/30 \leq e \leq Lp/20$ $Lp = 4,90$ m.**

⇒ **$16,33\text{cm} \leq e \leq 24,50$ cm** ⇒ **e = 20cm.**

- L'épaisseur du palier : **e = 20 cm.**

Palier 2

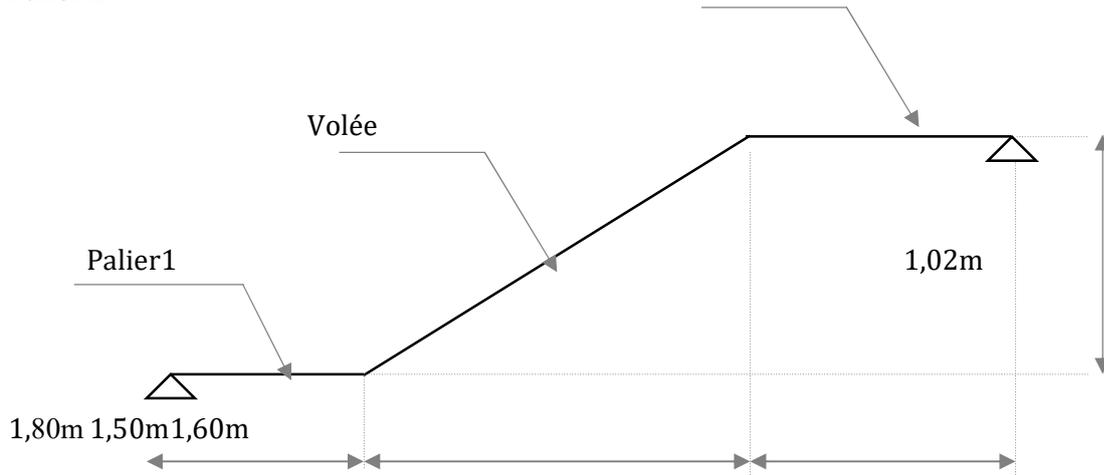


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier étage courant.

- III.5.2. RDC :

- Hauteur d'étage : $H = 3.23 \text{ m}$
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17 \text{ cm}$ $\Rightarrow g = 30 \text{ cm}$.
- Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 323/17 = 19 \text{ marches (7+6+6)}$.
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 7 = 1.19 \text{ m}$ $\Rightarrow 1.19 \text{ m}$.
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g(n-1) = 1,80 \text{ m}$.
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow 33,47^\circ$.
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20$ $L_p = 1,60 \text{ m}$ $\Rightarrow 4,90 \text{ m}$.
- $16,22 \text{ cm} \leq e \leq 24,5 \text{ cm}$ $e = 20 \text{ cm}$.
- L'épaisseur du palier : $e = 20 \text{ cm}$

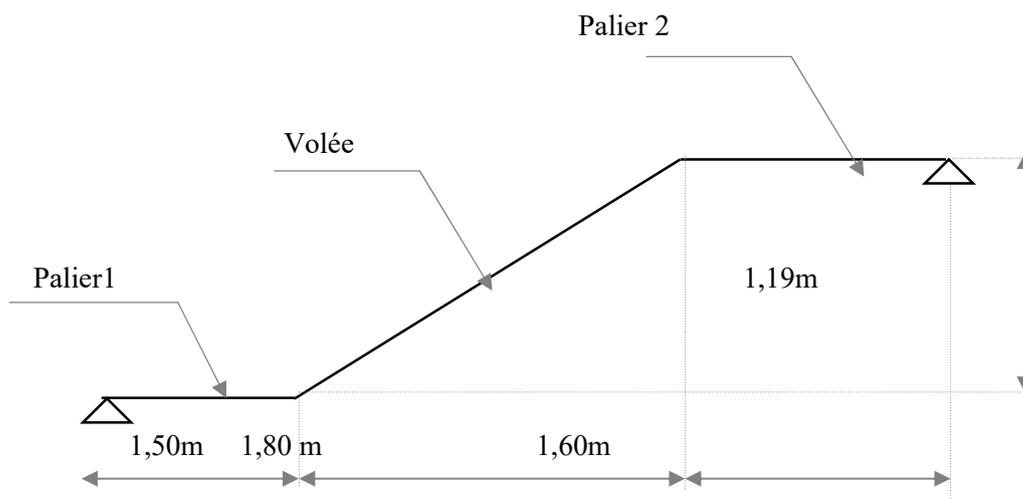


Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier (RDC).

III .5.3. Evaluation des charges :

• Palier :

➤ Charges permanentes :

Tableau .III.12 : Charges Permanentes de la Palier.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1-carrellage	2	20	0,40
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma=G$			6,70 kN/m ²

➤ Charge d'exploitation : $Q_1=2,50\text{kN/m}^2$

• Paillasse :

➤ Charge permanentes :

$$\text{Poids propre de la volée} \left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 33,47} \right) = \dots\dots\dots 6,00\text{kN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la marche} \frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13\text{kN/m}^2$$

Tableau .III.13 : Charges Permanentes de la Paillasse.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Collage	1,6	20	0,32
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4-Enduit en ciment	2	18	0,36
5- Garde-corps	2	-	1,00
Σ			10,75 kN/m ²

➤ Charge d'exploitation : $Q_2=2,50\text{kN/m}^2$.

- **Schéma statique :**

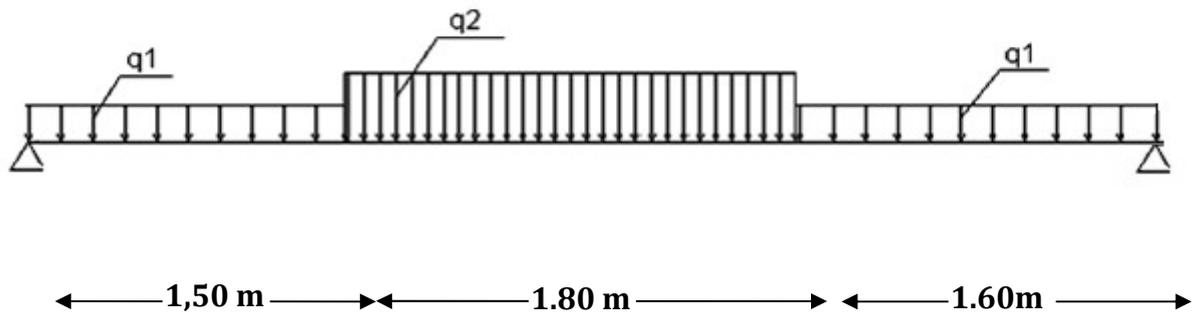


Figure .III.15 : schéma statique de l'escalier.

III.5.3.1.1. Combinaison des charges :

- **E.L.U :**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

- **Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :**

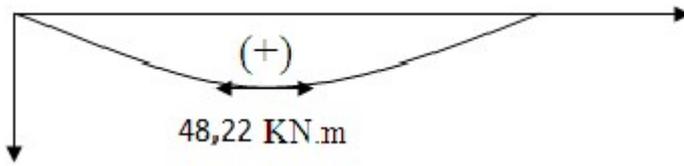
Tableau .III.14 : Charges à l'ELU et l'ELS.

	q₁ (kN/ml)	q₂ (kN/ml)
ELU	12,80	18,26
ELS	9,20	13,25

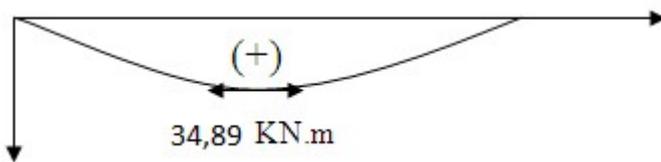
III.5.3.1.2. Diagramme des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

- **E.L.U :**

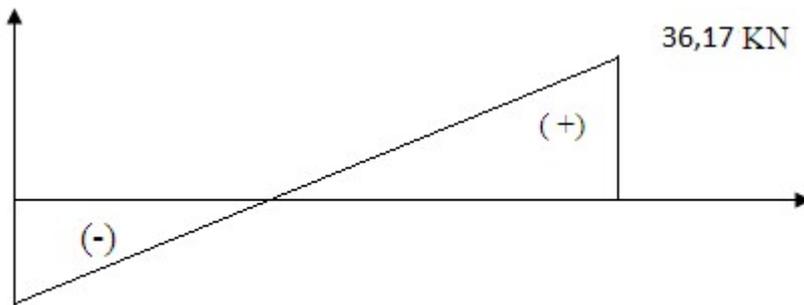


- **E.L.S :**



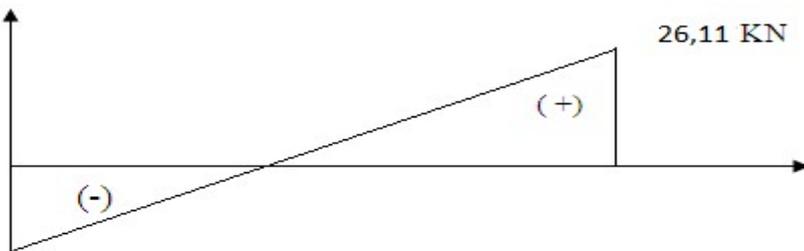
- **Effort tranchant :**

- **E.L.U :**



$36,37 \text{ KN}$

- **E.L.S**



$26,26 \text{ KN}$

Figure .III.16 : Diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant.

III.5.3.1.3. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} ; f_{bc} = 14,17\text{Mpa} ; f_{t28} = 2,10\text{Mpa} ; \gamma_b = 1,5; d=0,9h=18\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau .III.15 : choix des armatures.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	40,99	0,089	Oui	0	0,117	17,16	6,86	7T12	7,92
Appuis	24,11	0,053	Oui	0	0,068	17,51	3,97	5T12	5,65

- **Espacement :**

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}$

On prend : esp=16cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25,00\text{cm}$

On prend : esp=25cm

- **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98\text{cm}^2/ml \leq A_r \leq 3,96\text{cm}^2/ml$

Le choix est de 7T8=3,52cm² avec S_t=16cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,83\text{cm}^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=16cm

- **Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,92\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{36,37 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 36,37 \cdot 10^3 - \frac{24,11 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = -112,46\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,20\text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.16 : Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	29,66	7,92	5,46	24107,20	6,72	Vérifiée
Appui	17,45	5,65	4,74	18451,27	4,48	Vérifiée

Vérification de la flèche : [8]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{490} = 0,0408 \geq 0,0625 \text{ non vérifiée} \\ \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 \leq 0,0105 \text{ vérifiée} \\ \frac{20}{490} = 0,0408 \geq 0,085 \text{ non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [3].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{array} \right. ; \quad L = 4,50 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$; $E_v = 10721,40 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.17 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
29,66	7,92	0,0044	208,05	4,77	1,91	0,36	74269,87	30066,56	44009,17

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,62\text{cm} \\ f_v = 1,27\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,65\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,65\text{cm} < \bar{f} = 0,90\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié e.}$$

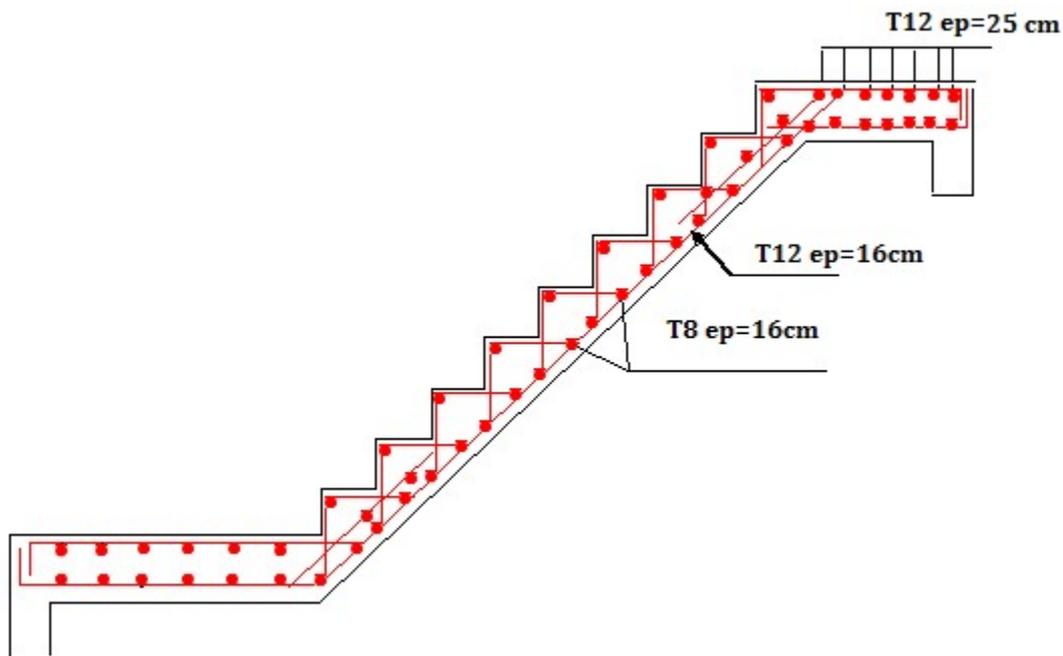


Figure .III.17 : Ferrailage de l'escalier.

III .6.PLANCHER EN DALLEPLEINE :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres

Dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

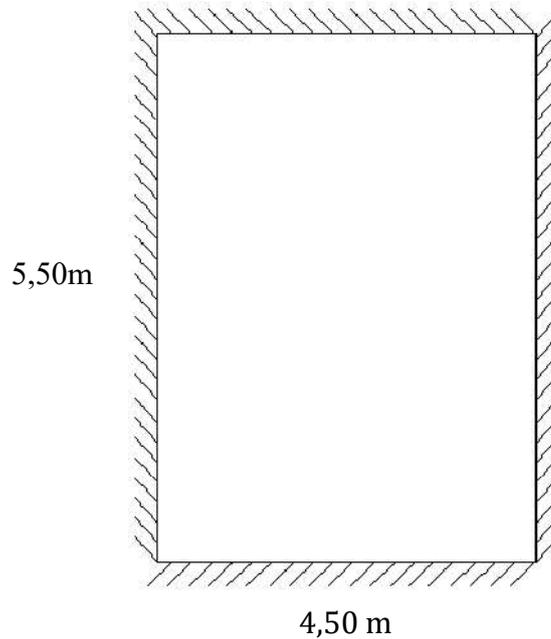


Figure .III.18 : schéma de la dalle pleine.

a. Evaluation des charges :

Tableau .III.18 : Evaluation des charges.

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
1 ^{er} étage	6,45	5,00	16,21	11,45

b. Exemple de calcul :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,50}{5,50} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

➤ Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 17,69 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,17 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

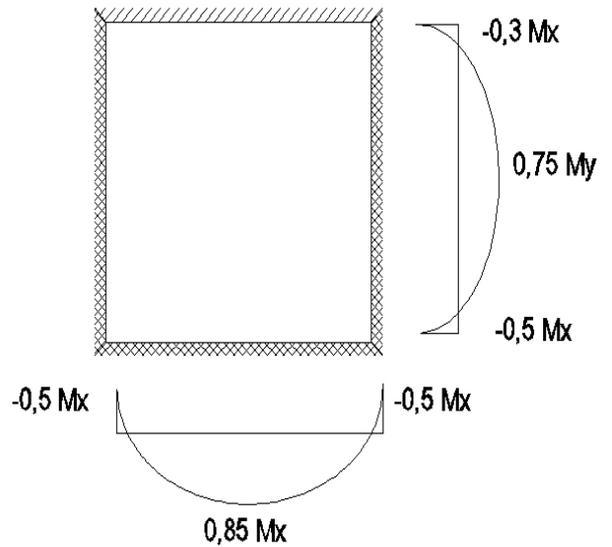
$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,49 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

Intérieur : $M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -5,31 \text{ KN.m}$

Extérieur : $M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -8,85 \text{ KN.m}$



a. ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=0,9h=13,5\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348 \text{ MPa}.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .III.19 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens		M_u (KN.m)	μ	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x		15,04	0,0582	0	3,22	5T10	3,93	20
	y-y		9,49	0,0367	0	2,06	5T8	2,51	20
Appuis	x-x	int	5,31	0,0206	0	1,14	4T8	2,01	25
	y-y	ext	8,85	0,0343	0	1,92	4T8	2,01	25

Espacement :**Travée :**

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{5} = 20.\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{5} = 20.\text{cm} < \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :**Sens x-x + Sens y-y:**

$$\text{Intérieur : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Extérieur : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

c. Condition de non fragilité :

$$h=e=15\text{cm}; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,31\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,82 \end{cases}$$

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,24\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis :**Sens x-x + Sens y-y :**

$$\text{Intérieur : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,24\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Extérieur : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,24\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,01.\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,21 \times 4,50 \times 5,50}{2 \times 4,5 + 5,50} = 27,67\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,32\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 27,67\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,67 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,205\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS :**e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 14,07 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 10,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,96\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8,83\text{KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$\text{Intérieur : } M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_x = -4,22\text{KN.m}$$

$$\text{Extérieur : } M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -7,04\text{KN.m}$$

e.2. Vérification des contraintes :

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

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

- I : moment d'inertie, donné par :

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

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.20 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens		M_{ser} KN.m	A_s cm²	Y cm	I cm⁴	σ_{bc} Mpa	σ̄_{bc} Mpa	Vér
Travée	x-x		11,96	3,93	3,44	7322,87	5.62	15,00	OK
	y-y		8,83	2,51	2,83	5041,92	4,96	15,00	OK
Appuis	x-x	in	4,22	2,01	2,57	4167.69	2,60	15,00	OK
	y-y	ex	7,04	2,01	2,57	4167.69	4.34	15,00	OK

e.3. Vérification de la flèche : [8]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,03 > 0,043 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\
 0,03 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{N on vérifiée} \\
 2,91 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que : Δf_T < f^{adm}

$$\text{Avec : } \begin{cases}
 f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\
 f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}
 \end{cases}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20 \text{ Mpa} ; E_v = 10721,40 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.21 : Vérification de la flèche de l'escalier.

	M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
Sens x-x	11,96	3,93	0,0029	225,43	7,24	2,90	0,22	30247,20	12832,43	18465,93
Sens y-y	8,83	2,51	0,0019	260,59	11,05	4,42	0,10	29480,40	15405,43	20444,11

Donc :

Sens x-x

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,59 \text{ cm} \\ f_v = 1,22 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,63 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,63 \text{ cm} < \bar{f} = 0,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,51\text{cm} \\ f_v = 1,15\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,64\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \quad L > 5$$

$$\bar{f} = \frac{550}{1000} + 0,5 = 1,05$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,64\text{cm} < \bar{f} = 1,05\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

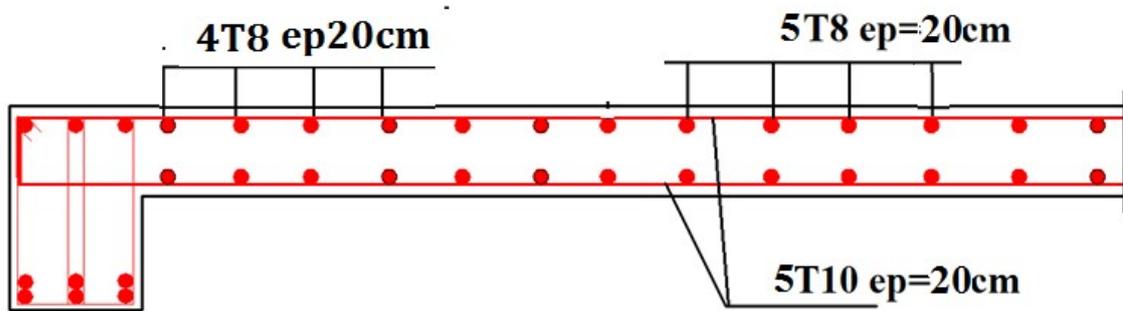


Figure .III.19: Ferrailage de la dalle pleine.

Etude dynamique et sismique

IV.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 de 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.....**) sous l'effet du séisme.

Le but est : en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique dont des dégâts incontrôlables 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.

IV.2. ETUDE DYNAMIQUE :

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des ces caractéristiques dynamiques propres 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.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (**rigidité**) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé ; l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «Equation caractéristique».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS 2016**.

IV.3.1. Modélisation de la rigidité :

IV. 3.1.1 les éléments de portique :

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.1.2 les voiles :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :
- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

IV.3.1.3 les planchers :

- Nous avons attribué à tous les nœuds d'un même plancher (de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.)

IV.3.2. Modélisation de la masse :

- Le poids des éléments non modélisés (escalier, acrotère, maçonnerie double cloison) a été réparti sur les poutres.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le ETABS calcule tout seul la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par **[1]**.
- Tel que : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation,).

IV.3. 3. Modélisation Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. ETUDE SISMIQUE :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.4.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.2. Spectre de réponse :[1]

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} T \geq 3.0s \end{cases}$$

-La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

-Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.4.3. Procédure de calcul :

➤ **Calcul de la force sismique total :**[1]

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

➤ **Classification de l'ouvrage selon son importance :**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2(ouvrage de grande importance).Ce qui implique $A=0,25$.

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 \Rightarrow $\left. \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ s} \\ T2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\}$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 7\% \cdot \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par[1] :

• Soit $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : $\Rightarrow C_T = 0,05$. $\Rightarrow T_f = 0,050 (30,77)^{3/4} = 0,653s$.

• Soit $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec : h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 30,77}{\sqrt{30,90}} = 0,498s$

Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 30,77}{\sqrt{20}} = 0,619s$

Suivant la direction (x - x) $T = \min (0,498 ; 0.653) = \mathbf{0.498s}$

Suivant la direction (y - y) $T = \min (0,619 ; 0.653) = \mathbf{0.619s}$

$$D'o\grave{u} : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 (0,88) = 2,20$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5(0,88) \left(\frac{0,50}{0,619} \right)^{2/3} = 1,91$$

➤ **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Tableau IV-1 Facteur de Qualité 'q'.

critère q	P _q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2-Redondances en plan	0	-	0	-
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
Totale	0,20		0,20	

Dans les deux sens $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$

➤ **Le poids total de la structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation,).

➤ **Coefficient de comportement R:**

En fonction du système de contreventement tel que R = 4 portique contreventés par des voiles,

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(2,20)(1.20)}{4} W \Rightarrow V^X = 0.165 W \\ V_y = \frac{(0.25)(1,91)(1.20)}{4} W \Rightarrow V^Y = 0.143 W \end{cases}$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par [1] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

➤ **Vérification des déplacements inter étage :**

On doit vérifier : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec : $\delta_k^x = R\delta_{ek}^x$ et $\delta_k^y = R\delta_{ek}^y$ $\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$ et $\Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles,

Il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV-5.RESULTATS DE L'ANALYSE :

Tableau IV-2.sections des poteaux et des voiles de chaque niveau.

Etages	Elément	Section Epaisseur D (cm)
9 ^{ème} /8 ^{ème} / 7 ^{ème} / 6 ^{ème} .	Poteau	30*40
	voile	20
5 ^{ème} / 4 ^{ème} .	Poteau	35*45
	voile	20
3 ^{ème} /2 ^{ème}	Poteau	40*50
	voile	20
RDC/1 ^{er}	poteau	45*60
	voile	20

IV-5.1. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

Tableau IV-3 Vérification de l'Effort Normal pour les Poteau.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	v	Obs	Section corrigée (cm ²)	v	Obs
P9	253,596	30×40	0,085	<0,3	30×40	0,085	<0,3
P8	505,844	30×40	0,169	<0,3	30×40	0,169	<0,3
P7	771,384	30×40	0,257	<0,3	30×40	0,257	<0,3
P6	1026,770	30×40	0,342	>0,3	40×50	0,205	<0,3
P5	1287,497	35×45	0,327	>0,3	40×50	0,257	<0,3
P4	1550,900	35×45	0,394	>0,3	50×60	0,207	<0,3
P3	1818,047	40×50	0,364	>0,3	50×60	0,242	<0,3
P2	2084,561	40×50	0,417	>0,3	60 x 70	0,196	<0,3
P1	2350,367	45×60	0,348	>0,3	60 x 70	0,224	<0,3
RDC	2608,565	45×60	0,386	>0,3	60 x 70	0,248	<0,3

IV-5.2.Modèle initiale :

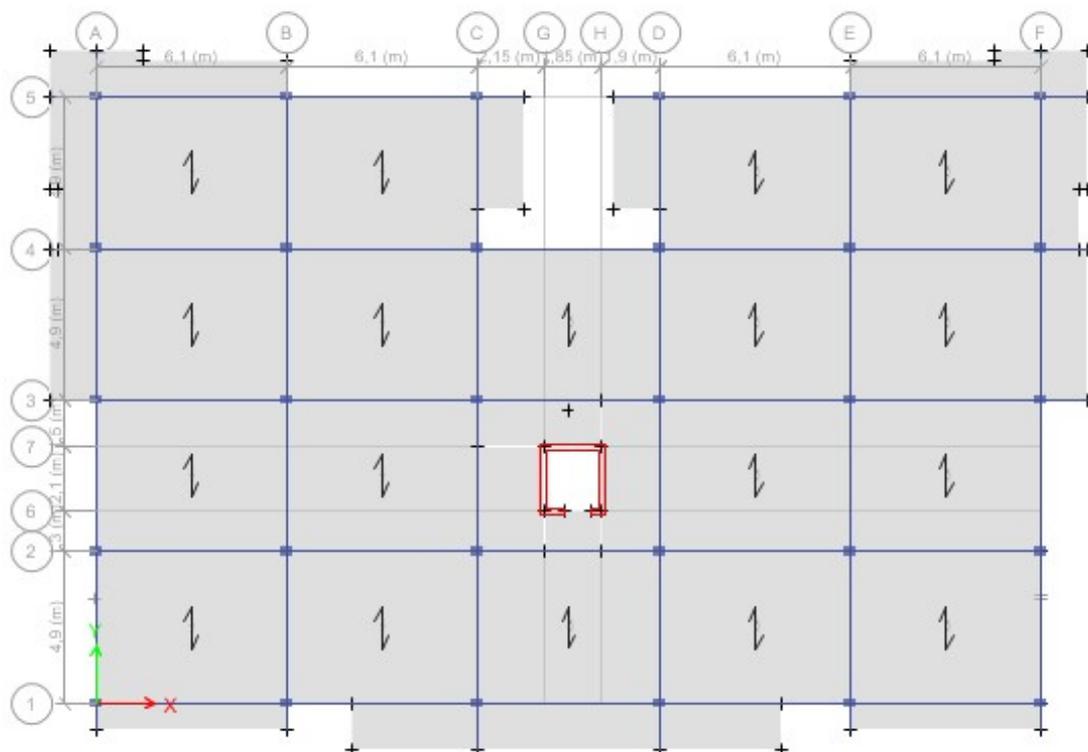


Figure IV-1 Modèle initiale.

Tableau IV-4 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initiale.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,679	0,0087	3,22E-05	0	0,0087	3,22E-05	0
2	1,462	2,12E-05	0,7234	0	0,0087	0,7235	0
3	1,275	0,7529	2,15E-05	0	0,7616	0,7235	0
4	0,602	0,0004	1,55E-06	0	0,762	0,7235	0
5	0,46	1,19E-05	0,149	0	0,762	0,8724	0
6	0,425	0,1363	2,55E-05	0	0,8983	0,8725	0
7	0,328	1,14E-06	0	0	0,8983	0,8725	0
8	0,217	0,0271	0,0041	0	0,9254	0,8766	0
9	0,215	0,0003	0,0557	0	0,9257	0,9323	0

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit à :

Une période du Mode initiale $T_1 = 1,679$ s.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de rotation.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de 72,34 %.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de 75,29 %.

C)- Résultantes des forces sismiques :

- $W = 50618,885$ kN .
- $V^x = 8352,116$ kN. $V^y = 7238,501$ KN .
- $0.8V^x = 6681,693$ KN. $0.8V^y = 5790,800$ kN .
- $F_1 = V_t^x = 3525,565$ kN. $F_2 = V_t^y = 3191,158$ kN.
- $V_t^x < 0,8V^x \Rightarrow r_x = 1,90$.
- $V_t^y < 0,8V^y \Rightarrow r_y = 1,81$.

IV-5. 3 Modèle 1:

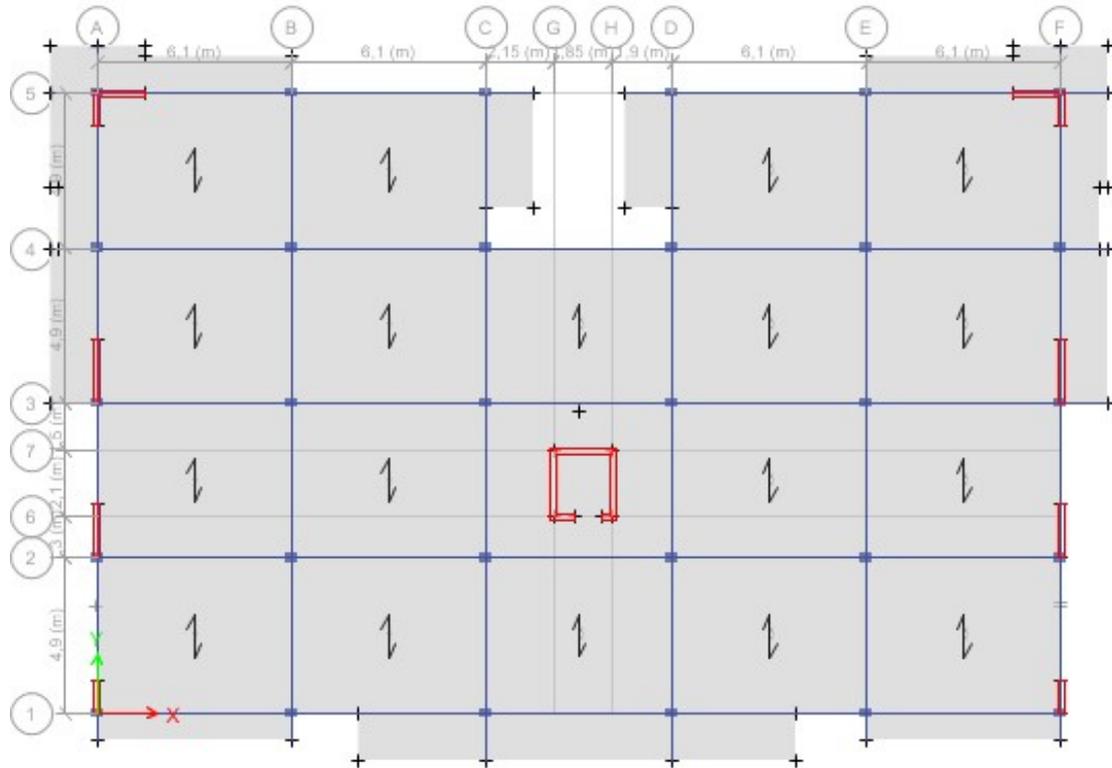


Figure IV-2 Modèle 1.

A)- Analyse Modale :

Tableau IV-5 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,205	0,7302	0,0001	0	0,7302	0,0001	0
2	1,107	0,0001	0,7135	0	0,7302	0,7136	0
3	0,949	0,011	4,43E-06	0	0,7413	0,7136	0
4	0,391	0,1355	3,86E-06	0	0,8768	0,7136	0
5	0,329	9,18E-06	0,1437	0	0,8768	0,8573	0
6	0,289	0,004	0	0	0,8808	0,8573	0
7	0,195	0,0535	0	0	0,9343	0,8573	0
8	0,151	0	0,0625	0	0,9343	0,9197	0

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,205s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant x à l'ordre de 73,02%.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y à l'ordre de 71,35 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques :

- $W = 55050,556kN$.
- $V^x = 9083,342 kNV^y = 7872,230 KN$
- $0.8V^x = 7266,674 KN0.8V^y = 6297,784 kN$
- $F_1 = V_t^x = 3709,235 kNet F_2 = V_t^y = 3829,593 kN$.
- $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,96$.
- $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,64$.

D)- Vérification des déplacements inter étage :

Tableau. IV-6 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=1.

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
30,77	4,57	3,8	35,83	24,93	2,74	2,23	3,06	vérifier
27,71	4,22	3,46	33,08	22,70	3,29	2,43	3,06	Non vérifier
24,65	3,8	3,09	29,79	20,27	3,76	2,76	3,06	Non vérifier
21,59	3,32	2,67	26,03	17,52	3,84	2,95	3,06	Non vérifier
18,53	2,83	2,22	22,19	14,56	4,23	3,02	3,06	Non vérifier
15,47	2,29	1,76	17,95	11,55	4,16	3,02	3,06	Non vérifier
12,41	1,76	1,3	13,80	8,53	4,16	2,89	3,06	Non vérifier
9,35	1,23	0,86	9,64	5,64	3,92	2,62	3,06	Non vérifier
6,29	0,73	0,46	5,72	3,02	3,45	2,03	3,06	Non vérifier
3,23	0,29	0,15	2,27	0,98	2,27	0,98	3,23	vérifier

IV-5. 4.Modèle2 :

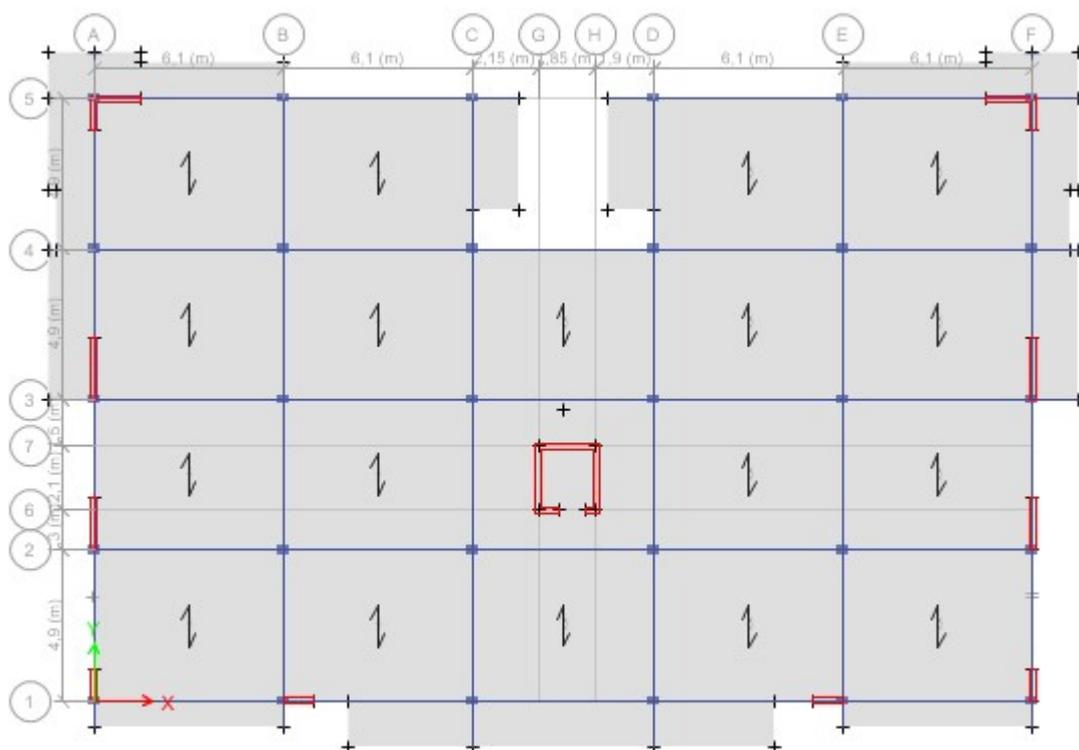


Figure IV-3 Modèle 2.

A)- Analyse Modale :

Tableau IV-7 Périodes et Facteurs de Participation Massique duModèle 2.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,157	0,7365	0,0003	0	0,7365	0,0003	0
2	1,109	0,0003	0,7136	0	0,7368	0,7138	0
3	0,939	0,0006	5,082E-06	0	0,7373	0,7138	0
4	0,371	0,1368	7,768E-06	0	0,8741	0,7139	0
5	0,329	1,425E-05	0,1435	0	0,8741	0,8573	0
6	0,286	0,0011	0	0	0,8752	0,8573	0
7	0,184	0,0553	0	0	0,9305	0,8573	0
8	0,151	6,092E-07	0,0624	0	0,9305	0,9197	0

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,157s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant X à l'ordre de 73,65%.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y à l'ordre de 71,36 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques :

- $W = 55358,256kN$.
- $V^x = 9134,112kN$. $V^y = 7916,231kN$.
- $0.8V^x = 7307,290 kN$. $0.8V^y = 6332,984 kN$.
- $F_1 = V_t^x = 3823,921 kN$ et $F_2 = V_t^y = 3843,325 kN$.
- $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,91$.
- $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,65$.

D)- Vérification des déplacements inter étage :

Tableau. IV-8 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=2.

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
30,77	4,05	3,81	30,94	25,15	2,29	2,24	3,06	vérifier
27,71	3,75	3,47	28,65	22,90	2,83	2,51	3,06	vérifier
24,65	3,38	3,09	25,82	20,39	3,21	2,71	3,06	Non vérifier
21,59	2,96	2,68	22,61	17,69	3,44	2,97	3,06	Non vérifier
18,53	2,51	2,23	19,18	14,72	3,59	3,04	3,06	Non vérifier
15,47	2,04	1,77	15,59	11,68	3,67	3,04	3,06	Non vérifier
12,41	1,56	1,31	11,92	8,65	3,74	2,97	3,06	Non vérifier
9,35	1,07	0,86	8,17	5,68	3,44	2,64	3,06	Non vérifier
6,29	0,62	0,46	4,74	3,04	2,90	1,98	3,06	vérifier
3,23	0,24	0,16	1,83	1,06	1,83	1,06	3,23	vérifier

IV-5. 5. Modèle 3 :

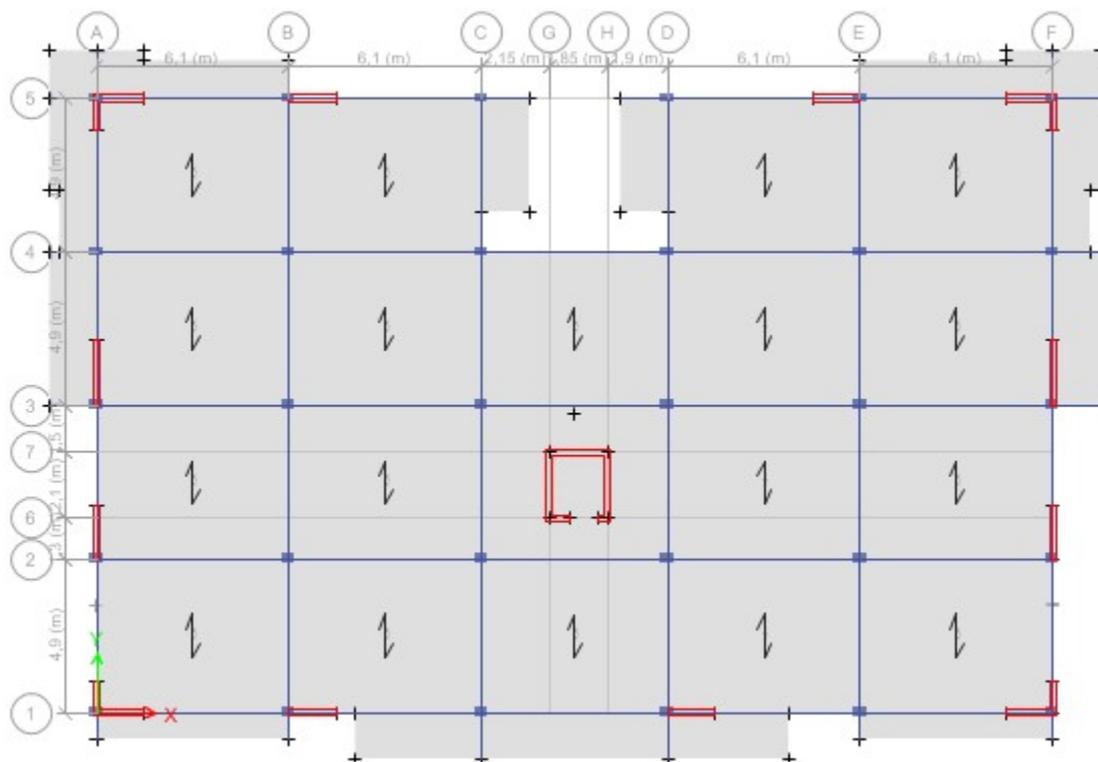


Figure IV-4 Modèle3.

A)- Analyse Modale :

Tableau IV-9 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 3.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,097	4,482E-05	0,709	0	4,482E-05	0,709	0
2	1,001	0,7198	4,32E-05	0	0,7199	0,7091	0
3	0,867	0,0014	2,366E-06	0	0,7213	0,7091	0
4	0,324	3,011E-05	0,1431	0	0,7213	0,8522	0
5	0,306	0,1365	4,081E-05	0	0,8577	0,8523	0
6	0,258	2,434E-05	0	0	0,8578	0,8523	0
7	0,148	0,0001	0,0623	0	0,8579	0,9146	0
8	0,147	0,0584	0,0001	0	0,9162	0,9147	0

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,097s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant y à l'ordre de 70,90%.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant x à l'ordre de 71,98 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques :

- $W = 56465,976kN$.
- $V^x = 9316,886kN$. $V^y = 8074,635 KN$
- $0.8V^x = 7453,509 KN$. $0.8V^y = 6459,708 kN$.
- $F_1 = V_t^x = 4167,245 kN$. et $F_2 = V_t^y = 3924,782 kN$.
- $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,78$.
- $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,64$.

D)- Vérification des déplacements inter étage :

Tableau. IV-10 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=3.

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
30,77	3,35	3,76	23,85	24,67	1,85	2,23	3,06	vérifier
27,71	3,09	3,42	22,00	22,44	2,28	2,43	3,06	vérifier
24,65	2,77	3,05	19,72	20,01	2,49	2,76	3,06	vérifier
21,59	2,42	2,63	17,23	17,25	2,78	2,89	3,06	vérifier
18,53	2,03	2,19	14,45	14,37	2,92	3,02	3,06	vérifier
15,47	1,62	1,73	11,53	11,35	2,99	3,02	3,06	vérifier
12,41	1,2	1,27	8,54	8,33	2,92	2,95	3,06	vérifier
9,35	0,79	0,82	5,62	5,38	2,63	2,56	3,06	vérifier
6,29	0,42	0,43	2,99	2,82	2,06	1,97	3,06	vérifier
3,23	0,13	0,13	0,93	0,85	0,93	0,85	3,23	vérifier

IV-5.6. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :[3]

Tableau IV-11 Vérification de l'Effort Normal pour les Poteau.

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm²)	v	Obs	Section corrigée (cm²)	v	Obs
P9	269,11	30×40	0,090	<0,3	30×40	0,090	<0,3
P8	513,372	30×40	0,171	<0,3	30×40	0,171	<0,3
P7	761,947	30×40	0,254	<0,3	30×40	0,254	<0,3
P6	1011,943	40×50	0,202	<0,3	40×50	0,202	<0,3
P5	1261,787	40×50	0,252	<0,3	40×50	0,252	<0,3
P4	1519,114	50×60	0,203	<0,3	50×60	0,203	<0,3
P3	1777,287	50×60	0,237	<0,3	50×60	0,237	<0,3
P2	2045,417	60 x 70	0,195	<0,3	60 x 70	0,195	<0,3
P1	2345,793	60 x 70	0,223	<0,3	60 x 70	0,223	<0,3
RDC	2846,284	60 x 70	0,271	<0,3	60 x 70	0,271	<0,3

IV-6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- **P_k** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- **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 ».

Sens x :Tableau IV-12 Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.

Niveaux (m)	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	vérif
30,77	6453,202	0,0185	1016,153	3,06	0,0383943	<0,1 ok
27,71	11673,608	0,0228	1671,061	3,06	0,0520507	<0,1 ok
24,65	16872,639	0,0249	2195,502	3,06	0,0625356	<0,1 ok
21,59	22257,446	0,0278	2644,581	3,06	0,0764613	<0,1 ok
18,53	27642,252	0,0292	3029,171	3,06	0,0870785	<0,1 ok
15,47	33237,358	0,0299	3375,291	3,06	0,0963241	<0,1 ok
12,41	38832,464	0,0292	3674,130	3,06	0,0978686	<0,1 ok
9,35	44683,770	0,0263	3913,744	3,06	0,0981277	<0,1 ok
6,29	50535,076	0,0206	4090,977	3,06	0,0831595	<0,1 ok
3,23	56465,976	0,0093	4167,245	3,23	0,0390138	<0,1 ok

Sens-y :Tableau IV-13 Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.

Niveaux (m)	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	vérif
30,77	6453,202	0,0223	999,729	3,06	0,0470409	<0,1 ok
27,71	11673,608	0,0243	1613,294	3,06	0,0574614	<0,1 ok
24,65	16872,639	0,0276	2091,609	3,06	0,0727598	<0,1 ok
21,59	22257,446	0,0289	2498,251	3,06	0,0841426	<0,1 ok
18,53	27642,252	0,0302	2845,414	3,06	0,0958768	<0,1 ok
15,47	33237,358	0,0302	3164,113	3,06	0,0965064	<0,1 ok
12,41	38832,464	0,0295	3444,880	3,06	0,0967960	<0,1 ok
9,35	44683,770	0,0256	3673,593	3,06	0,0973032	<0,1 ok
6,29	50535,076	0,0197	3847,712	3,06	0,0845541	<0,1 ok
3,23	56465,976	0,0085	3924,782	3,23	0,0378606	<0,1 ok

IV-7. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :
Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

- L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=65330,900$ kN.
- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=15418,551$ kN.
- $P_{voiles}/P_{Tot}= 23,60\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

Sens x :

Tableau IV-14 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port} (kN)	V_{Tot} (%)	V_{port} (%)
9 ^{ème}	1016,153	670,682	100	66,00
8 ^{ème}	1671,061	677,704	100	40,56
7 ^{ème}	2195,502	682,014	100	31,06
6 ^{ème}	2644,581	1366,014	100	51,65
5 ^{ème}	3029,171	1155,741	100	38,15
4 ^{ème}	3375,291	1769,157	100	52,41
3 ^{ème}	3674,130	1501,063	100	40,85
2 ^{ème}	3913,744	1912,974	100	48,88
1 ^{er}	4090,977	1615,757	100	39,50
RDC	4167,245	1299,182	100	31,18

Sens-y :

Tableau IV-15 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
9 ^{eme}	999,729	520,978	100	52,11
8 ^{eme}	1613,294	517,473	100	32,08
7 ^{eme}	2091,609	632,690	100	30,25
6 ^{eme}	2498,251	1081,463	100	43,29
5 ^{eme}	2845,414	870,644	100	30,60
4 ^{eme}	3164,113	1399,981	100	44,25
3 ^{eme}	3444,880	1132,492	100	32,87
2 ^{eme}	3673,593	1485,005	100	40,42
1 ^{er}	3847,712	1155,271	100	30,02
RDC	3924,782	1 268,20	100	32,31

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=4) est justifié

Ferrailage des éléments résistant

V.1. INTRODUCTION :

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence [1] et [2].

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux, Poutres, Voiles.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

V.2.1. Ferrailage Longitudinal :

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau V-1 Tableau des Contraintes.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.1.1. Recommandations selon [2] :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0,2\% \leq A_l/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton.} \end{array} \right.$$

V.2.1.2. Recommandations selon [1] :

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\emptyset_1 = 12 \text{ mm}$

- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :

- En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$

- En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

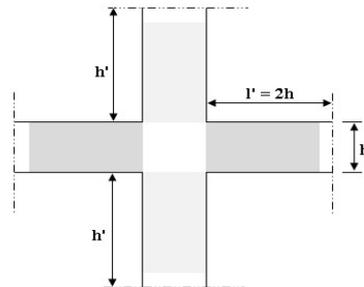


Figure V-1 Zone Nodale.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$** La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$;

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur du poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau_u}$:**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur

✓ Selon [2] :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ Selon [1] :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$$

• Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l \quad \emptyset_l : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

V.2.1.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel SOCOTEC par utilisation du [2] .

V.2.1.4. Combinaisons d'Actions :

En fonction du type de sollicitation, on a :

a- Combinaisons selon [2] :

Situation durable

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b- Combinaisons selon [1] :

Situation accidentelle

G+Q±E

0,8G±E

Afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable ; à partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

-(N_{max}, M_{corr.}) ; -(N_{min}, M_{corr.}) ; -(N_{corr.}, M_{max}).

- Les tableaux suivants résumés les résultats trouvés :

- Sens x-x:

Tableau V-2 Ferrailages des poteaux SDT (1,35G+1,5Q).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SDT	N _{max}	1040,26	1722,35	2424,13	3527,94
	M _{corr}	1,55	1,51	1,01	2,40
	A' _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N _{min}	1,46	21,43	421,69	684,34
	M _{corr}	0,035	0,12	1,15	3,02
	A' _s	0,02	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,02	0,00	0,00	0,00
	N ^{corr}	533,94	1069,96	1622,33	2544,47
	M _{max}	34,07	37,63	40,70	43,16
	A' _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau V-3.Ferrailages des poteaux SA (G+Q±E).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SA	N_{max}	761,57	1261,64	1777,02	2846,28
	M_{corr}	1,75	56,20	78,59	138,51
	A'_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N_{max}	66,57	/	/	426,96
	M_{corr}	2,48	/	/	7,19
	A'_s	0,64	/	/	5,05
	A_s	1,03	/	/	5,63
	N_{min}	0,92	67,69	74,80	1,64
	M_{corr}	6,63	0,38	1,17	77,00
	A'_s	0,48	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	2,92
	N_{corr}	332,41	723,76	1208,77	1741,90
	M_{max}	86,80	167,61	210,06	217,05
	A'_s	2,65	1,63	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau V-4. Ferrailages des poteaux SA (0,8G±E).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SA	N_{max}	514,87	845,59	1264,41	2429,28
	M^{corr}	1,36	55,77	92,70	137,66
	A'_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N_{max}	94,33	17,13	46,49	813,72
	M^{corr}	2,84	7,80	1,20	57,04
	A'_s	0,96	0,00	0,52	7,87
	A_s	1,40	0,66	0,64	12,47
	N_{min}	0,04	2,93	1,76	0,08
	M^{corr}	3,27	7,01	1,34	34,32
	A'_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,23	0,42	0,08	1,31
	N^{corr}	240,69	524,80	884,19	1284,77
	M_{max}	83,20	163,02	206,05	214,13
	A'_s	3,34	3,38	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	0,00

- Sens y-y:

Tableau V-5. Ferrailages des poteaux SDT (1,35G+1,5Q).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SDT	N^{\max}	1040,26	1722,35	2424,13	3527,94
	M^{corr}	8,59	6,86	4,54	0,85
	A'_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N^{\min}	1,46	21,43	421,69	684,34
	M^{corr}	0,11	1,56	3,05	5,33
	A'_s	0,01	0,00	0,00	0,00
	A_s	0,04	0,00	0,00	0,00
	N^{corr}	76,33	374,18	709,56	2299,64
	M^{\max}	76,13	87,22	90,56	89,54
	A'_s	0,00	2,16	0,00	0,00
	A_s	8,56	0,00	0,00	0,00

Tableau V-6. Ferrailages des poteaux SA (G+Q±E).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SA	N _{max}	761,57	1261,64	1777,02	2846,28
	M _{corr}	5,48	10,53	9,25	18,86
	A' _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N _{max}	66,57	/	/	426,96
	M _{corr}	43,88	/	/	83,72
	A' _s	5,32	/	/	1,31
	A _s	0,00	/	/	9,36
	N _{min}	3,17	67,69	74,80	72,68
	M _{corr}	42,81	5,97	9,71	92,56
	A' _s	4,36	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	5,14
	N _{corr}	350,45	120,62	1345,04	1953,29
	M _{max}	101,85	171,07	199,68	222,64
	A' _s	0,00	11,51	0,00	0,00
	A _s	7,61	0,00	0,00	0,00

Tableau V-7. Ferrailages des poteaux SA (0,8G±E).

comb	étages	7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC
	sections	30x40	40x50	50x60	60 x70
SA	N ^{max}	514,87	845,59	1264,41	2429,28
	M ^{corr}	53,35	8,86	16,15	12,87
	A' _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	N ^{max}	94,33	17,13	46,49	813,72
	M ^{corr}	14,61	28,28	10,16	20,32
	A' _s	2,77	0,00	0,00	9,19
	A _s	0,00	2,22	1,18	11,15
	N ^{min}	0,62	2,93	1,76	10,08
	M ^{corr}	26,09	36,58	13,49	97,91
	A' _s	0,00	0,00	0,00	0,00
	A _s	2,57	2,62	0,76	4,56
	N ^{corr}	166,44	569,41	893,64	1445,92
	M ^{max}	91,26	156,76	187,54	206,39
	A' _s	7,94	5,35	0,08	0,00
	A _s	0,00	0,00	0,00	0,00

• **Choix des armatures :**

Tableau V-8. Vérification des sections armatures des poteaux.

Etages	Sections	$A_{S^{cal}}$ x-x	$A_{S^{cal}}$ y-y	$A_{S^{TOT}}$	$A_{S^{min}}$	$A_{S^{max}}$	$A_{S^{max}}$
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	30x40	3,34	8,56	11,90	10,80	48,00	72,00
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	40x50	3,38	11,51	14,90	18,00	80,00	120,00
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	50x60	0,64	1,18	1,82	27,00	120,00	180,00
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	60x70	12,47	11,15	23,62	37,80	168,00	252,00

Tableau V-9. Choix des Armatures des Poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	Choix des armatures					
		Total		x-x		y-y	
		Choix	$A_{S^{adopté}}$ (cm ²)	Choix	$A_{S^{adopté}}$ (cm ²)	Choix	$A_{S^{adopté}}$ (cm ²)
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	30x40	10T14	15,39	6T14	9,24	8T14	12,32
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	40x50	10T16	20,11	6T16	12,06	8T16	16,08
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	50x60	14T16	28,15	8T16	16,08	10T16	20,11
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	60x70	4T20+14T16	40,72	4T20+6T16	24,63	4T20+8T16	28,65

• **Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les contraintes admissibles sont données par :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8 \xi$

Avec: $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.6$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{ser\max}$; $M_{ser\cor}$

Tableau V-10. Vérification des Contraintes des Poteaux.

Etage	Sens	Sect (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollic	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérif
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	x-x	30x40	757,34	1,12	SEC	86,20	201,60	5,77	15,00	Ok
	y-y	40x30	757,34	6,24	SEC	91,20	201,60	6,30	15,00	Ok
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	x-x	40x50	1252,83	1,10	SEC	86,90	201,60	5,80	15,00	Ok
	y-y	50x40	1252,83	4,99	SEC	87,50	201,60	5,90	15,00	Ok
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	x-x	50x60	1762,92	0,72	SEC	81,90	201,60	5,46	15,00	Ok
	y-y	60x50	1762,92	3,30	SEC	81,50	201,60	5,45	15,00	Ok
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	x-x	60x70	2 565,75	1,72	SEC	84,60	201,60	5,64	15,00	Ok
	y-y	70x60	2 565,75	0,62	SEC	83,30	201,60	5,55	15,00	Ok

b. $N_{ser\cor}$; $M_{ser\max}$

Tableau V-11. Vérification des Contraintes des Poteaux.

Etage	Sens	Sect (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollic i	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérif
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	x-x	30x40	387,80	24,01	SEC	72,90	201,60	5,35	15,00	Ok
	y-y	40x30	58,23	55,69	SC	193,20	201,60	11,30	15,00	Ok
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	x-x	40x50	774,86	26,57	SEC	70,20	201,60	4,89	15,00	Ok
	y-y	50x40	272,66	63,25	SC	98,50	201,60	6,50	15,00	Ok
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	x-x	50x60	1174,06	28,79	SEC	64,90	201,60	4,43	15,00	Ok
	y-y	60x50	516,93	65,66	SC	51,80	201,60	3,82	15,00	Ok
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	x-x	60x70	1840,40	30,57	SEC	67,30	201,60	4,54	15,00	Ok
	y-y	70x60	946,98	64,90	SEC	47,00	201,60	3,30	15,00	Ok

• Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant :

Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon [4] : $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-12.Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.

Etage	Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u RPA (MPa)	τ_u BAEL (MPa)	Vérification
7 ^{ème} /8 ^{ème} /9 ^{ème}	x-x	30x40	57,93	0,54	23,01	0,075	1,88	2,50	Ok
	y-y	40x30	22,94	0,21	30,68	0,075	1,88	2,50	Ok
5 ^{ème} /6 ^{ème}	x-x	40x50	60,07	0,33	18,41	0,075	1,88	2,50	Ok
	y-y	50x40	26,36	0,15	23,01	0,075	1,88	2,50	Ok
3 ^{ème} /4 ^{ème}	x-x	50x60	62,71	0,23	15,34	0,075	1,88	2,50	Ok
	y-y	60x50	28,58	0,11	18,41	0,075	1,88	2,50	Ok
2 ^{ème} /1 ^{er} /RDC	x-x	60x70	58,83	0,15	13,15	0,075	1,88	2,50	Ok
	y-y	70x60	28,13	0,07	15,34	0,075	1,88	2,50	Ok

- **Ferrailage Transversal des Poteaux :**

Selon[1] :

$$S_t \leq \text{Min} \left(0,9d; 40\text{cm} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right)$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon[3] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$ λ_g : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l \right)$ Zone courante (zone III).

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Tableau V-13. Espacements Maximums selon RPA[1] Des poteaux.

Etage	Sens	Section (cm ²)	Barres	\emptyset_1 (mm)	S _t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	x-x	30x40	6T14	14	10	15
	y-y	40x30	8T14	14	10	15
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	x-x	40x50	6T16	16	10	15
	y-y	50x40	8T16	16	10	15
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	x-x	50x60	8T16	16	10	15
	y-y	60x50	10T16	16	10	15
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	x-x	60x70	4T20+6T16	16	10	15
	y-y	70x60	4T20+8T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V-14.Choix des Armatures Transversales des Poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
7 ^{ème} / 8 ^{ème} / 9 ^{ème}	30x40	2.14	7,13	2,50	57,93	N	10	0,90	6T8	3,02
						C	15	1,35	6T8	3,02
	40x30	2.14	5,35	2,50	22,94	N	10	1,20	6T8	3,02
						C	15	1,80	6T8	3,02
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	40x50	2.14	5,35	2,50	60,07	N	10	1,20	8T8	4,02
						C	15	1,80	8T8	4,02
	50x40	2.14	4,28	3,75	26,36	N	10	2,40	8T8	4,02
						C	15	3,60	8T8	4,02
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	50x60	2.14	4,28	3,75	62,71	N	10	2,40	8T10	6,28
						C	15	3,60	8T10	6,28
	60x50	2.14	3,57	3,75	28,58	N	10	3,96	8T10	6,28
						C	15	5,94	8T10	6,28
2 ^{ème} / 1 ^{er} / RDC	60x70	2.14	3,57	3,75	58,83	N	10	3,96	12T10	9,42
						C	15	5,94	12T10	9,42
	70x60	2.14	3,06	3,75	28,13	N	10	5,53	12T10	9,42
						C	15	8,30	12T10	9,42

• **Longueur de couvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø₁ en zone III.

Pour : T20.....L_{ār}=100 cm.

T16.....L_{ār}=80 cm.

T14.....L_{ār}=70 cm.

- Schéma de ferrailage :

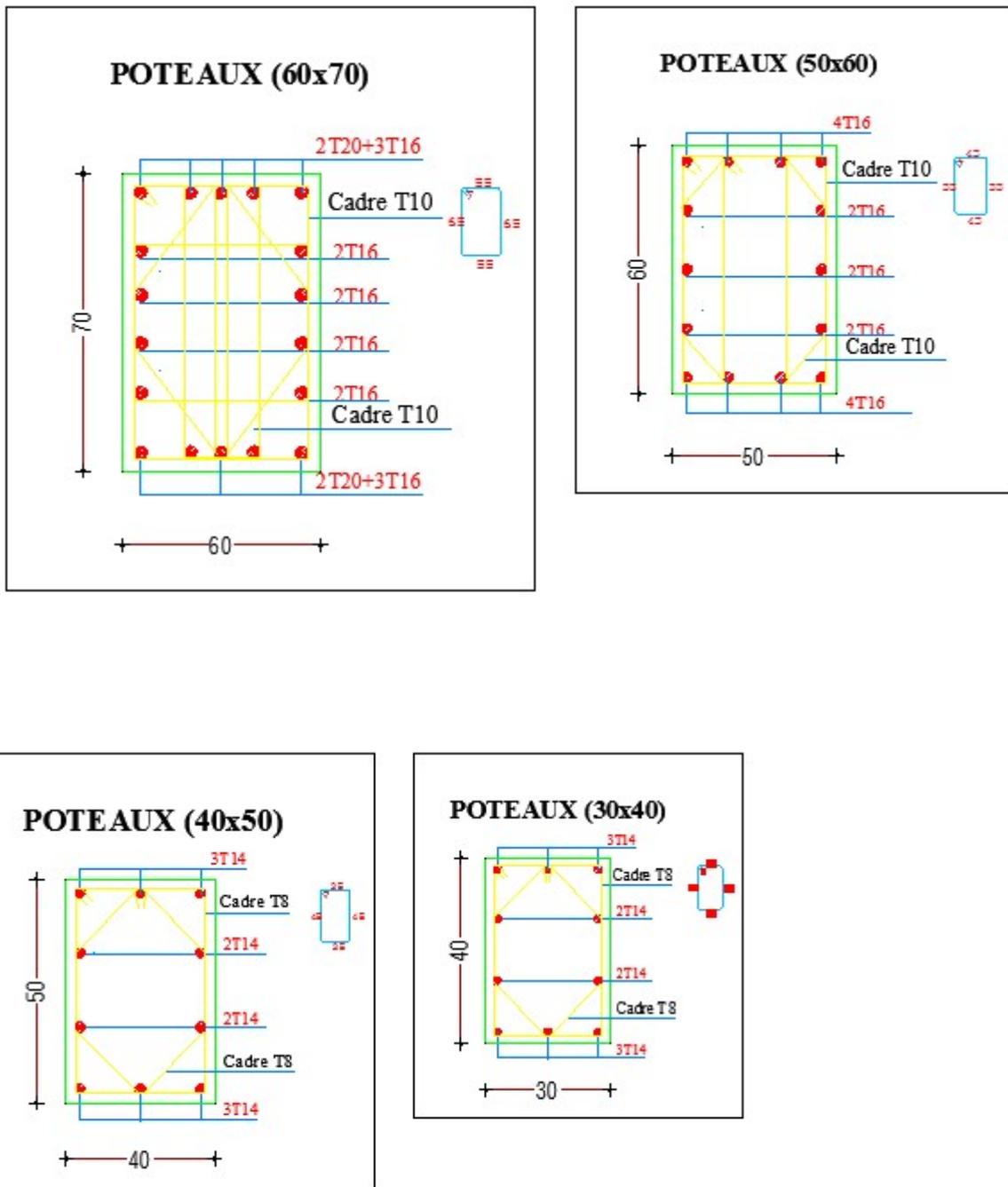


Figure V-2: Schéma de Ferrailage des poteaux

V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.3.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2 Les Combinaisons de Charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

✓ Combinaisons exigées par [3] :

• E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

• E.L.S: G + Q

✓ Combinaisons exigées par [1] :

• 0.8 G ± E

• G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3.3 Recommandations des règlements :

Selon [3] Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

➤ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

➤ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St. L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

• $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).

• $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ Mpa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ Mpa.

➤ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ Mpa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ Mpa.

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS 2016**.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse 30 x 50 (cm²)
- Poutre non porteuse 30 x 40 (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure

1 . Poutre porteuse (30x 50) :**a. Situation durable** 1,35G+1,5Q

Tableau V-15.Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
9 ^{ème}	30x50	Travée	103,31	6,89	0,00	7,50
		Appui	-134,79	0,00	9,2	7,50
8 ^{ème}	30x50	Travée	93,25	6,18	0,00	7,50
		Appui	-157,42	0,00	10,93	7,50
7 ^{ème}	30x50	Travée	92,79	6,14	0,00	7,50
		Appui	-144,10	0,00	9,9	7,50
6 ^{ème}	30x50	Travée	87,63	5,78	0,00	7,50
		Appui	-142,47	0,00	9,78	7,50
5 ^{ème}	30x50	Travée	85,15	5,60	0,00	7,50
		Appui	-141,87	0,00	9,73	7,50
4 ^{ème}	30x50	Travée	83,06	5,46	0,00	7,50
		Appui	-132,07	0,00	8,99	7,50
3 ^{ème}	30x50	Travée	81,99	5,39	0,00	7,50
		Appui	-129,51	0,00	8,80	7,50
2 ^{ème}	30x50	Travée	81,02	5,32	0,00	7,50
		Appui	-118,15	0,00	7,96	7,50
1 ^{er}	30x50	Travée	80,14	5,26	0,00	7,50
		Appui	-115,51	0,00	7,77	7,50
RDC	30x50	Travée	80,02	5,25	0,00	7,50
		Appui	-108,85	0,00	7,29	7,50

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V-16.Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
9 ^{ème}	30x50	Travée	81,76	4,62	0,00	7,50
		Appui	-131,06	0,00	7,59	7,50
8 ^{ème}	30x50	Travée	71,98	4,04	0,00	7,50
		Appui	-172,18	0,00	10,20	7,50
7 ^{ème}	30x50	Travée	74,11	4,17	0,00	7,50
		Appui	-168,82	0,00	9,98	7,50
6 ^{ème}	30x50	Travée	74,28	4,18	0,00	7,50
		Appui	-184,50	0,00	11,00	7,50
5 ^{ème}	30x50	Travée	77,32	4,36	0,00	7,50
		Appui	-194,66	0,00	11,68	7,50
4 ^{ème}	30x50	Travée	83,16	4,70	0,00	7,50
		Appui	-195,11	0,00	11,71	7,50
3 ^{ème}	30x50	Travée	89,84	5,09	0,00	7,50
		Appui	-196,70	0,00	11,82	7,50
2 ^{ème}	30x50	Travée	84,34	4,77	0,00	7,50
		Appui	-182,46	0,00	10,87	7,50
1 ^{er}	30x50	Travée	73,51	4,13	0,00	7,50
		Appui	-169,55	0,00	10,03	7,50
RDC	30x50	Travée	64,61	3,62	0,00	7,50
		Appui	-136,76	0,00	7,94	7,50

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V-17. Ferrailage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
9 ^{ème}	30x50	Travée	60,76	3,40	0,00	7,50
		Appui	-102,33	0,00	5,84	7,50
8 ^{ème}	30x50	Travée	50,44	2,8	0,00	7,50
		Appui	-132,29	0,00	7,66	7,50
7 ^{ème}	30x50	Travée	52,96	2,95	0,00	7,50
		Appui	-131,90	0,00	7,64	7,50
6 ^{ème}	30x50	Travée	56,98	3,18	0,00	7,50
		Appui	-148,05	0,00	8,65	7,50
5 ^{ème}	30x50	Travée	74,34	4,18	0,00	7,50
		Appui	-158,32	0,00	9,30	7,50
4 ^{ème}	30x50	Travée	87,51	4,95	0,00	7,50
		Appui	-161,25	0,00	9,49	7,50
3 ^{ème}	30x50	Travée	94,84	5,39	0,00	7,50
		Appui	-163,44	0,00	9,63	7,50
2 ^{ème}	30x50	Travée	90,07	5,11	0,00	7,50
		Appui	-152,07	0,00	8,9	7,50
1 ^{er}	30x50	Travée	79,98	4,51	0,00	7,50
		Appui	-139,80	0,00	8,13	7,50
RDC	30x50	Travée	47,38	2,63	0,00	7,50
		Appui	-108,58	0,00	6,21	7,50

2 .Poutre non porteuse (30x 40) :**a. Situation durable 1,35G+1,5Q**

Tableau V-18.Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min (cm ²)
9 ^{ème}	30x40	Travée	29,52	2,43	0,00	6,00
		Appui	-41,62	0,00	3,46	6,00
8 ^{ème}	30x40	Travée	31,40	2,59	0,00	6,00
		Appui	-47,24	0,00	3,96	6,00
7 ^{ème}	30x40	Travée	26,09	2,14	0,00	6,00
		Appui	-66,25	0,00	5,67	6,00
6 ^{ème}	30x40	Travée	24,20	1,98	0,00	6,00
		Appui	-39,20	0,00	3,25	6,00
5 ^{ème}	30x40	Travée	21,11	1,72	0,00	6,00
		Appui	-39,18	0,00	3,25	6,00
4 ^{ème}	30x40	Travée	18,80	1,53	0,00	6,00
		Appui	-37,14	0,00	3,08	6,00
3 ^{ème}	30x40	Travée	18,50	1,50	0,00	6,00
		Appui	-37,25	0,00	3,09	6,00
2 ^{ème}	30x40	Travée	18,38	1,49	0,00	6,00
		Appui	-35,02	0,00	2,89	6,00
1 ^{er}	30x40	Travée	18,28	1,49	0,00	6,00
		Appui	-35,09	0,00	2,90	6,00
RDC	30x40	Travée	18,66	1,52	0,00	6,00
		Appui	-35,14	0,00	2,90	6,00

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V-19. Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
9 ^{ème}	30x40	Travée	42,19	3,02	0,00	6,00
		Appui	-62,69	0,00	4,57	6,00
8 ^{ème}	30x40	Travée	61,18	4,45	0,00	6,00
		Appui	-81,10	0,00	6,00	6,00
7 ^{ème}	30x40	Travée	59,21	4,30	0,00	6,00
		Appui	-79,80	0,00	5,90	6,00
6 ^{ème}	30x40	Travée	72,62	5,34	0,00	6,00
		Appui	-89,26	0,00	6,66	6,00
5 ^{ème}	30x40	Travée	79,27	5,86	0,00	6,00
		Appui	-93,79	0,00	7,02	6,00
4 ^{ème}	30x40	Travée	81,51	6,04	0,00	6,00
		Appui	-93,67	0,00	7,01	6,00
3 ^{ème}	30x40	Travée	81,15	6,01	0,00	6,00
		Appui	-93,52	0,00	7,00	6,00
2 ^{ème}	30x40	Travée	72,19	5,30	0,00	6,00
		Appui	-85,03	0,00	6,32	6,00
1 ^{er}	30x40	Travée	61,30	4,46	0,00	6,00
		Appui	-75,20	0,00	5,54	6,00
RDC	30x40	Travée	37,98	2,71	0,00	6,00
		Appui	-53,23	0,00	3,85	6,00

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V-20.Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
9 ^{ème}	30x40	Travée	35,43	2,53	0,00	6,00
		Appui	-53,51	0,00	3,87	6,00
8 ^{ème}	30x40	Travée	52,81	3,82	0,00	6,00
		Appui	-69,74	0,00	5,11	6,00
7 ^{ème}	30x40	Travée	52,12	3,77	0,00	6,00
		Appui	-70,06	0,00	5,14	6,00
6 ^{ème}	30x40	Travée	66,00	4,82	0,00	6,00
		Appui	-80,27	0,00	5,94	6,00
5 ^{ème}	30x40	Travée	73,42	5,40	0,00	6,00
		Appui	-85,87	0,00	6,38	6,00
4 ^{ème}	30x40	Travée	76,86	5,67	0,00	6,00
		Appui	-87,15	0,00	6,49	6,00
3 ^{ème}	30x40	Travée	77,43	5,71	0,00	6,00
		Appui	-86,69	0,00	6,45	6,00
2 ^{ème}	30x40	Travée	69,65	5,11	0,00	6,00
		Appui	-77,59	0,00	5,73	6,00
1 ^{er}	30x40	Travée	59,61	4,33	0,00	6,00
		Appui	-67,51	0,00	4,94	6,00
RDC	30x40	Travée	37,32	2,66	0,00	6,00
		Appui	-46,45	0,00	3,34	6,00

- **Choix des armatures :**

- **Poutre porteuse (30x 50)**

Tableau V-21.Choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures tendus	A _s ^{adopté} (cm ²)	Choix des armatures constructives	A _s ' ^{adopté} (cm ²)
9 ^{ème}	30x50	Travée	6,89	5T14	7,70	3T14	4,62
		Appui	9,20	6T14	9,24	3T14	4,62
8 ^{ème}	30x50	Travée	6,18	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	10,39	6T16	12,06	3T12	3,39
7 ^{ème}	30x50	Travée	6,14	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	9,98	5T16	10,05	3T12	3,39
6 ^{ème}	30x50	Travée	5,78	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	11,00	6T16	12,06	3T12	3,39
5 ^{ème}	30x50	Travée	5,60	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	11,68	6T16	12,06	3T12	3,39
4 ^{ème}	30x50	Travée	5,46	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	11,71	6T16	12,06	3T12	3,39
3 ^{ème}	30x50	Travée	5,39	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	10,82	6T16	12,06	3T12	3,39
2 ^{ème}	30x50	Travée	5,32	6T12	6,79	3T16	6,03
		Appui	10,87	6T16	12,06	3T12	3,39
1 ^{er}	30x50	Travée	5,26	5T12	5,65	3T16	6,03
		Appui	10,03	3T16+3T14	10,65	3T12	3,39
RDC	30x50	Travée	5,25	5T12	5,65	3T14	4,62
		Appui	7,94	3T14+3T12	8,01	3T12	3,39

Tableau V-22.Vérification de choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S adopté (cm ²)	A _S ' adopté (cm ²)	(A _S + A _S ') adopté (cm ²)	A _S max (Z.C) (cm ²)	A _S max (Z.R) (cm ²)	A _S min (cm ²)
9 ^{ème}	30x50	Travée	7,70	4,62	12,32	60,00	90,00	7,50
		Appui	9,24	4,62	13,86			
8 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
7 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	13,86	60,00	90,00	7,50
		Appui	10,05	3,39	13,44			
6 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
5 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
4 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
3 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
2 ^{ème}	30x50	Travée	6,79	6,03	12,82	60,00	90,00	7,50
		Appui	12,06	3,39	15,45			
1 ^{er}	30x50	Travée	5,65	6,03	11,68	60,00	90,00	7,50
		Appui	10,65	3,39	14,04			
RDC	30x50	Travée	5,65	4,62	10,27	60,00	90,00	7,50
		Appui	8,01	3,39	11,40			

- Poutre non porteuse (30x 40) :

Tableau V-23. Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S cal (cm ²)	Choix des armatures tendus	A _S adopté (cm ²)	Choix des armatures constructives	A _S ' adopté (cm ²)
9 ^{ème}	30x40	Travée	3,02	3T12	3,39	3T12	3,39
		Appui	4,57	5T12	5,65	3T12	3,39
8 ^{ème}	30x40	Travée	4,45	3T14	4,62	3T12	3,39
		Appui	6,00	6T12	6,79	3T14	4,62
7 ^{ème}	30x40	Travée	4,30	3T14	4,62	3T12	3,39
		Appui	5,90	6T12	6,79	3T14	4,62
6 ^{ème}	30x40	Travée	5,34	5T12	5,65	3T12	3,39
		Appui	6,66	6T12	6,79	3T12	3,39
5 ^{ème}	30x40	Travée	5,86	6T12	6,79	3T14	4,62
		Appui	7,02	5T14	7,70	3T12	3,39
4 ^{ème}	30x40	Travée	6,02	6T12	6,79	3T14	4,62
		Appui	7,01	5T14	7,70	3T12	3,39
3 ^{ème}	30x40	Travée	6,00	6T12	6,79	3T14	4,62
		Appui	7,01	5T14	7,70	3T12	3,39
2 ^{ème}	30x40	Travée	5,30	5T12	5,65	3T12	3,39
		Appui	6,32	6T12	6,79	3T12	3,39
1 ^{er}	30x40	Travée	4,46	3T14	4,62	3T12	3,39
		Appui	5,54	5T12	5,65	3T14	4,62
RDC	30x40	Travée	2,71	3T12	3,39	3T14	4,62
		Appui	3,85	3T14	4,62	3T12	3,39

Tableau V-24. Vérification de choix des Armatures pour les Poutres 30x40.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S adopté (cm ²)	A _s ' adopté (cm ²)	(A _S + A _s ') adopté (cm ²)	A _S max (Z.C) (cm ²)	A _S max (Z.R) (cm ²)	A _S min (cm ²)
9 ^{ème}	30x40	Travée	3,39	3,39	6,78	48,00	72,00	6,00
		Appui	5,65	3,39	9,04			
8 ^{ème}	30x40	Travée	4,62	3,39	8,01	48,00	72,00	6,00
		Appui	6,79	4,62	11,41			
7 ^{ème}	30x40	Travée	4,62	3,39	8,01	48,00	72,00	6,00
		Appui	6,79	4,62	11,41			
6 ^{ème}	30x40	Travée	5,65	3,39	9,04	48,00	72,00	6,00
		Appui	6,79	3,39	10,18			
5 ^{ème}	30x40	Travée	6,79	4,62	11,31	48,00	72,00	6,00
		Appui	7,70	3,39	11,09			
4 ^{ème}	30x40	Travée	6,79	4,62	11,31	48,00	72,00	6,00
		Appui	7,70	3,39	11,09			
3 ^{ème}	30x40	Travée	6,79	4,62	11,31	48,00	72,00	6,00
		Appui	7,70	3,39	11,09			
2 ^{ème}	30x40	Travée	5,65	3,39	9,04	48,00	72,00	6,00
		Appui	6,79	3,39	10,18			
1 ^{er}	30x40	Travée	4,62	3,39	8,01	48,00	72,00	6,00
		Appui	5,65	4,62	11,27			
RDC	30x40	Travée	3,39	4,62	8,01	48,00	72,00	6,00
		Appui	4,62	3,39	8,01			

• **Condition de Non Fragilité :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfaits la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V-25. Vérification de la Condition de Non Fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification
30 x 50	5,65	1,63	Vérifiée
30 x 40	3,39	1,30	Vérifiée

• **Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [2]

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier [2]

peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V-26. Vérification des Poutres à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
9ème-RDC	PP 30x50	Travée	75,50	6,04	15	72,48	201.06	vérifier
		Appui	-98,65	7,89		94,70		vérifier
	PNP 30x40	Travée	22,73	2,84	15	34,09	201.06	vérifier
		Appui	-47,16	5,90		70,74		vérifier

• Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V-27. Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
9ème - RDC	PP- 30x50	159,94	1.18	2,50	Ok
	PNP 30x40	98,32	0,91	2,50	Ok

• **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400$ MPa).

Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-28. Calcul des Armatures Transversales.

Niveaux	Section cm ²	T _u kN	τ _u MPa	BAEL91 S _t cm	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t min cm ²	Choix
						S _t cm ZN	S _t cm ZC	ZN cm	ZC cm		
9 ^{ème} - RDC	PP 30x50	159,94	1,18	40	12/14 /16	12,50	25	10	20	1,8	4T8
	PNP 30x40	98,32	0,91	32	12/14 /16	10,00	20	10	20	1,8	4T8

Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=12\text{mm}$ $L_r=60\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

d. Vérification de la flèche : [2]

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,98 \text{ cm}$ ($L = 4,9(5 \text{ m})$)

$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05 \text{ cm}$ ($L = 5,50 \text{ m} > 5 \text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec

Moment d'inerte de la section totale homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{ Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{ Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}; E_v = 10721,40 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V-29. Vérification de la Flèche des Poutres.

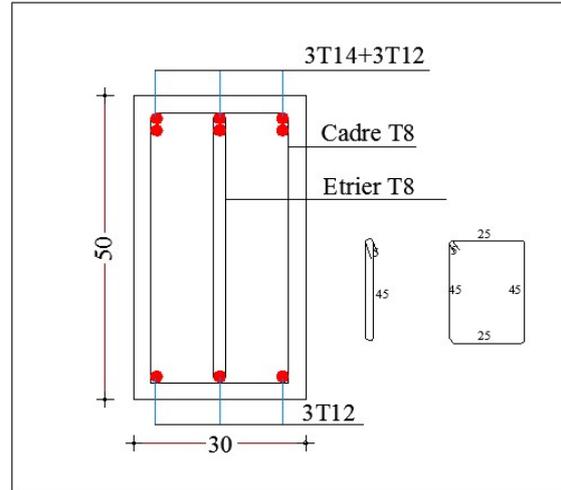
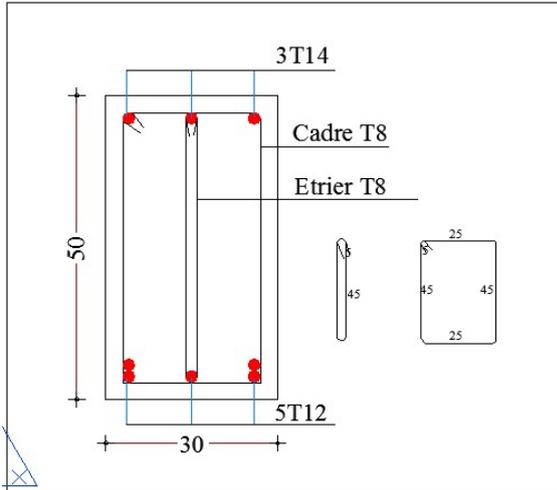
Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
30x50	75,50	5,65	0,0042	296,95	3,09	1,24	0,48	367940
30x40	22,73	3,39	0,0031	186,25	4,88	1,95	0,17	177740,80

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf(mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
162988,89	230654,46	4,36	13,07	8,71	9,8	OK
106862,09	133489,15	1,59	3,81	2,22	10,5	OK

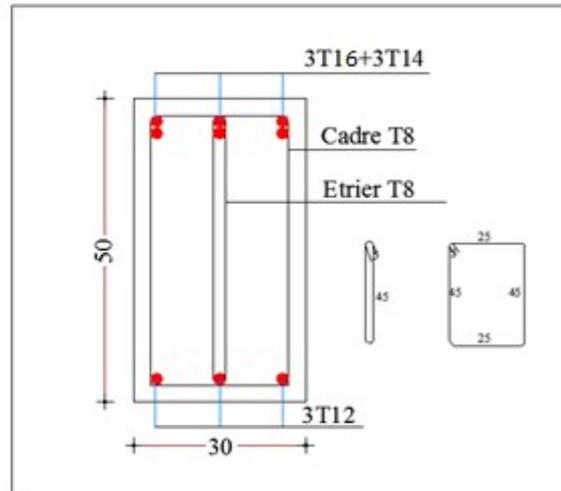
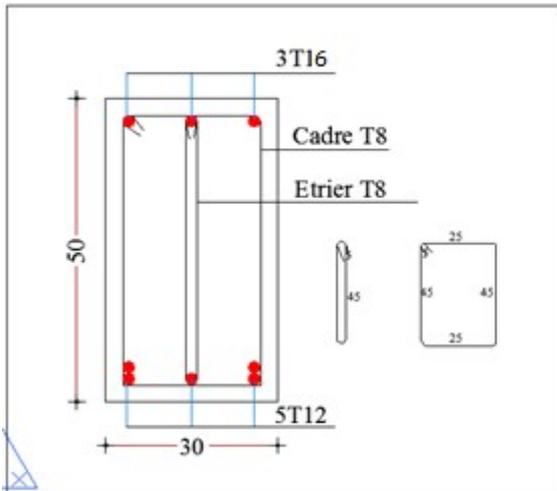
- Schéma de ferraillage :
 1. Poutre principale :

Travée

Appui



RDC



1^{er}

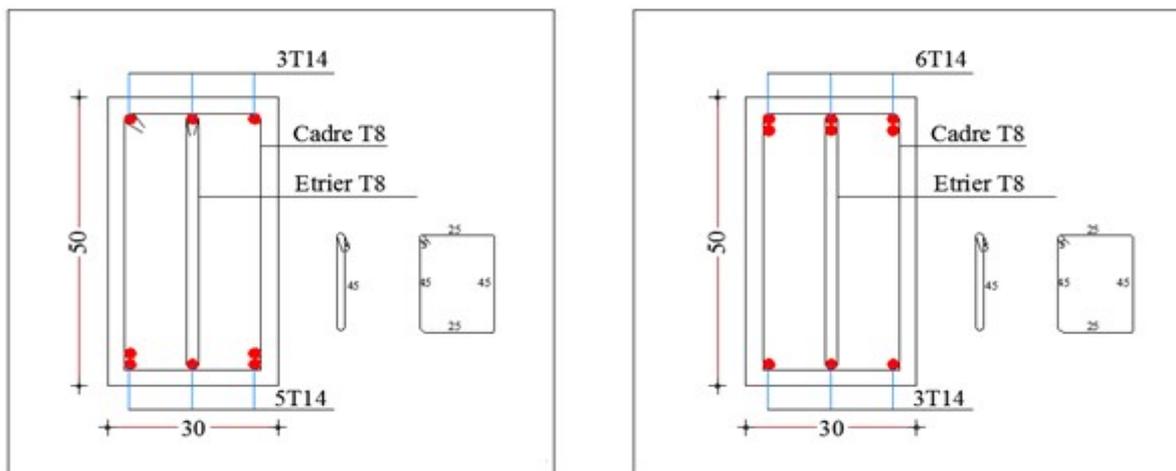
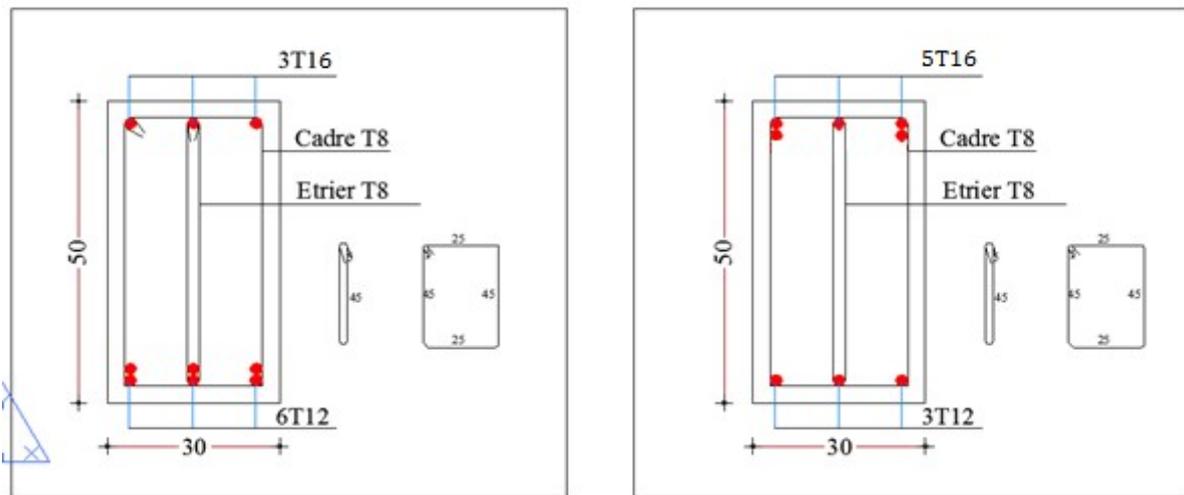
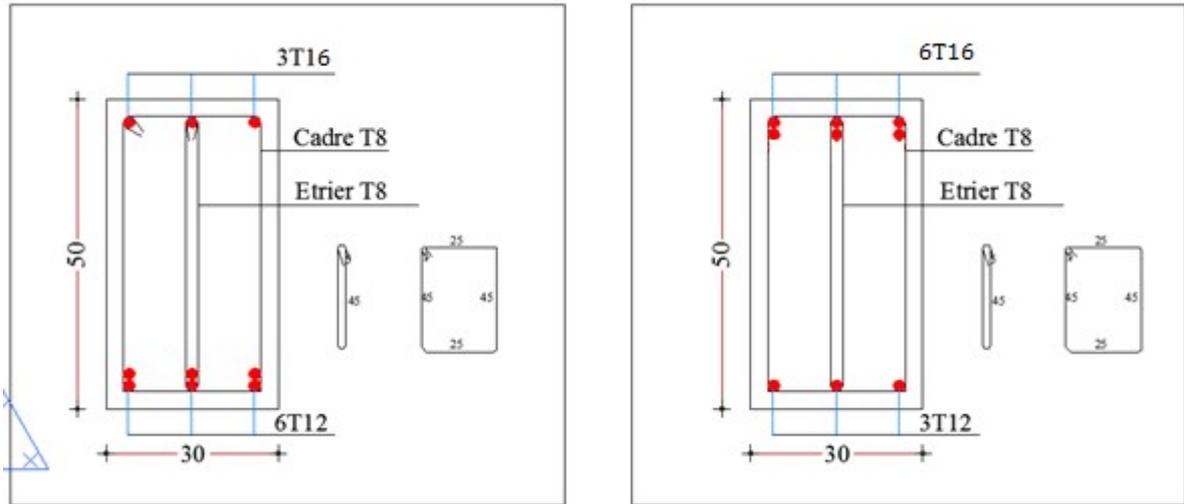
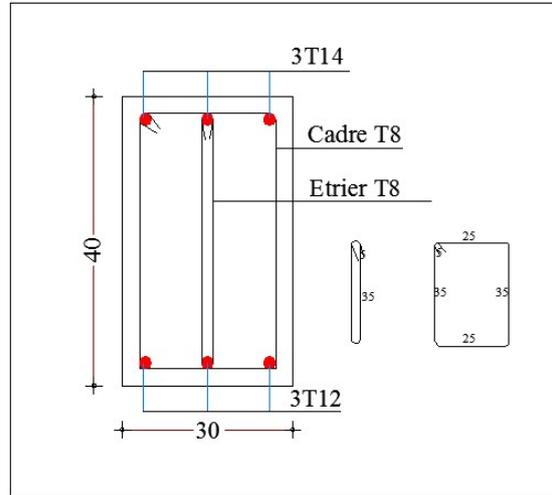
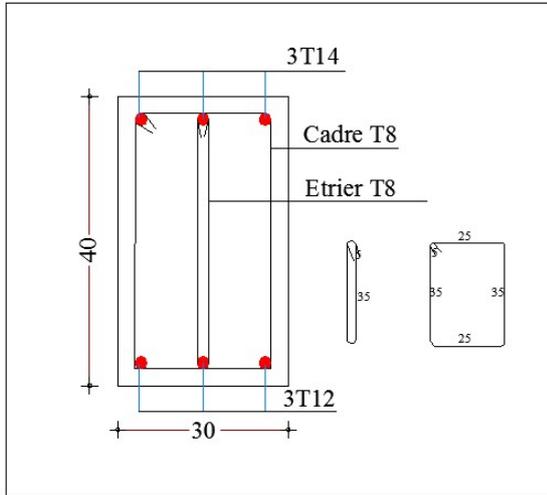


Figure V-3:Schéma de Ferraillage despoutres principales.

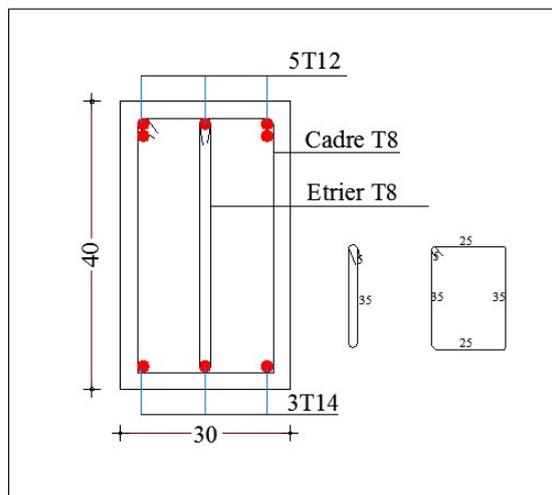
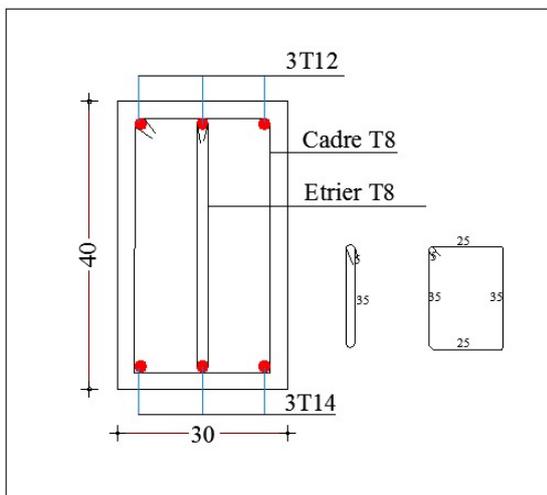
2. Poutre secondaire :

Travée

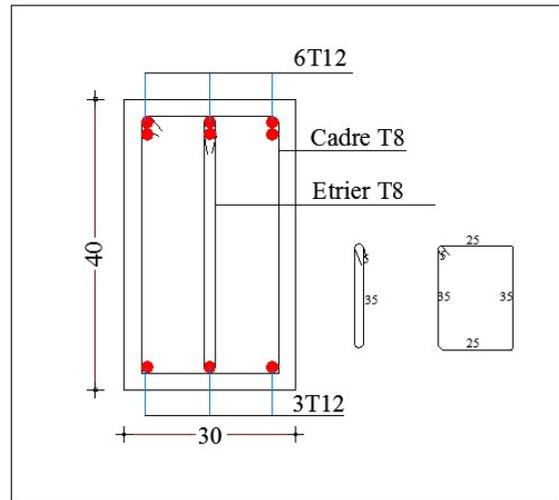
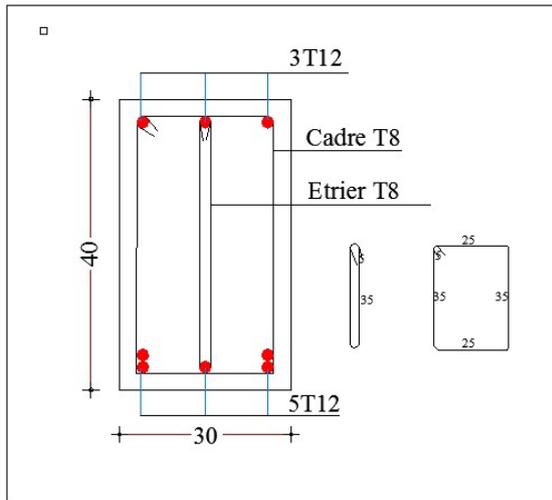
Appui



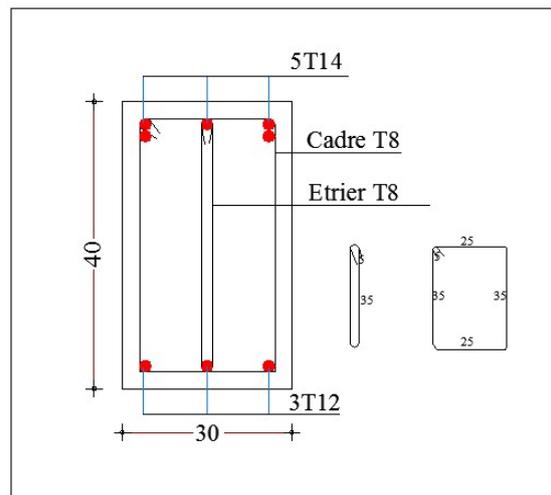
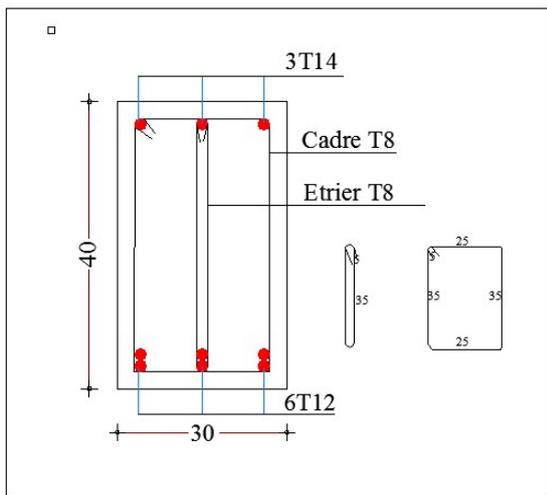
RDC



1er



2ème - 6ème



3ème - 4ème - 5ème

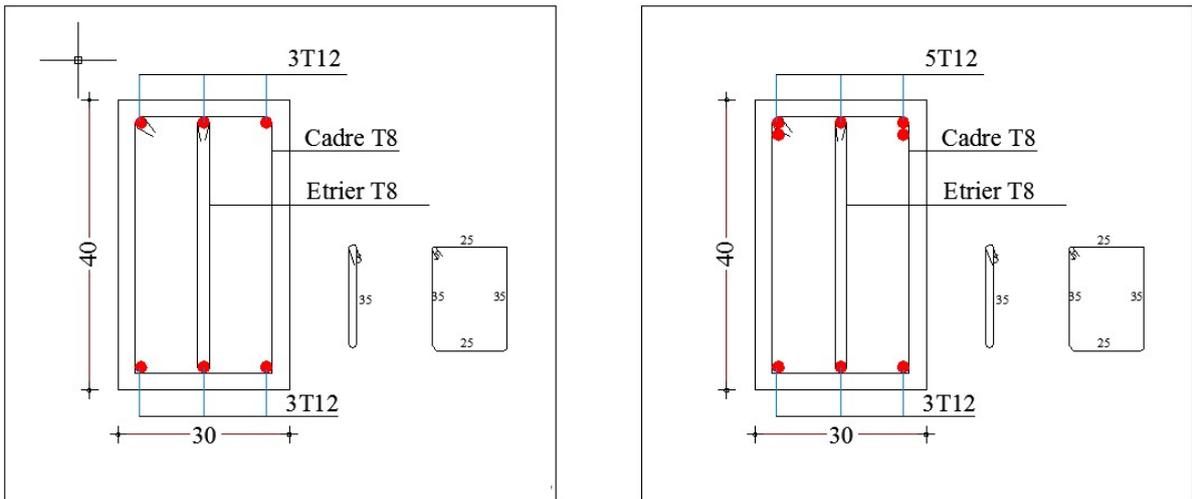
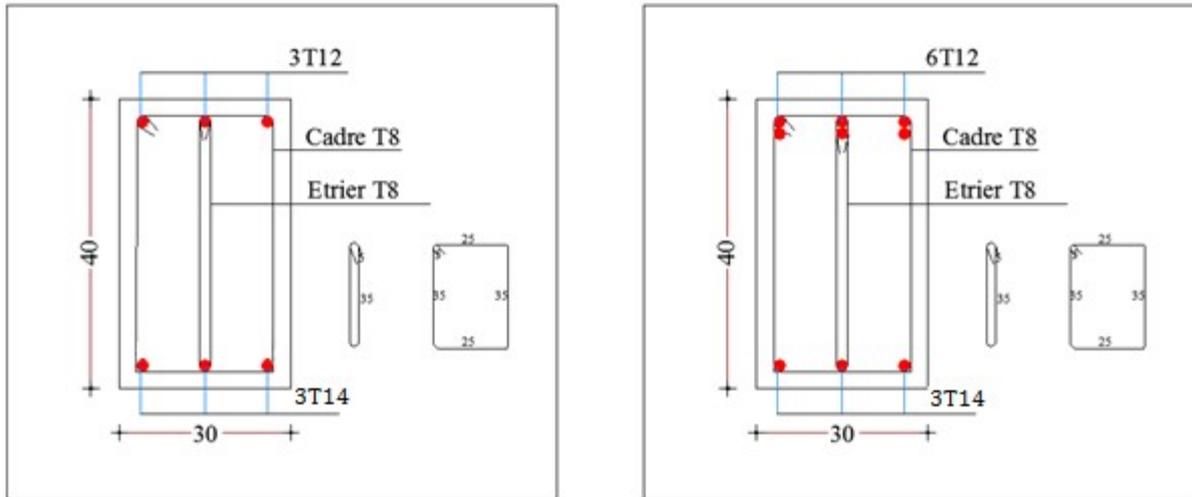


Figure V-4 :Schéma de Ferraillage despoutres secondaire.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 GENERALITES[6] :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du [7] « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES : [7]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

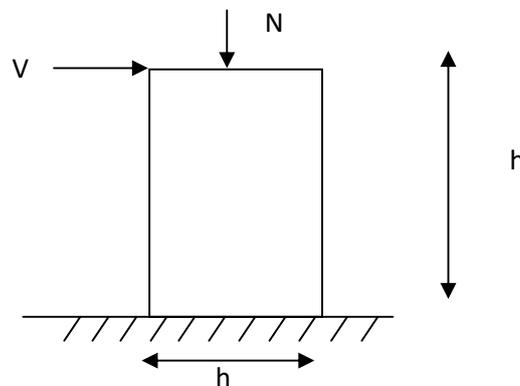


Figure V-5: Schéma statique.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

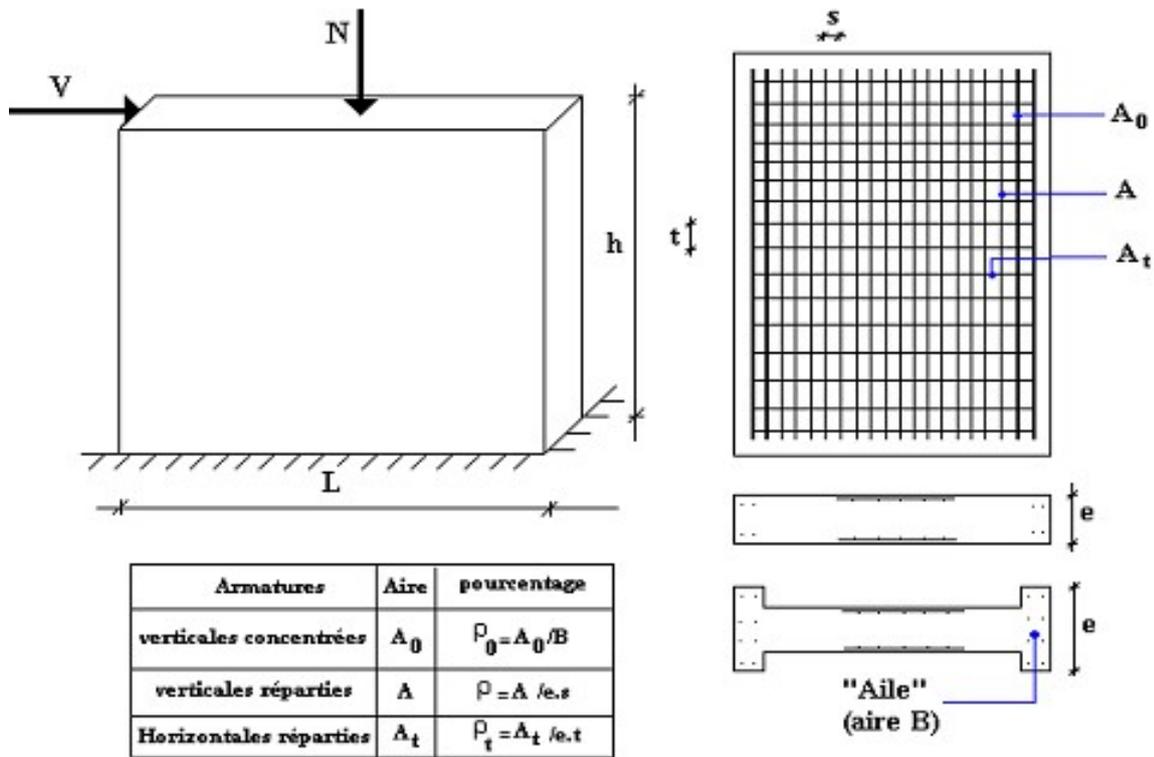


Figure V-6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLlicitATIONS NORMALES : [7]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

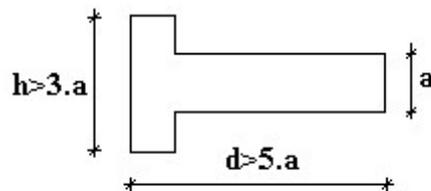


Figure V.7 : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

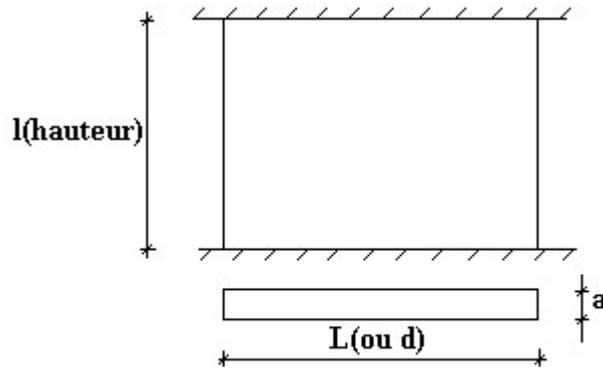
 l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Figure V.8 :murs non raidi latéralement .

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V-30: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :[5]

Soient :

 l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

 f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours f_e : limite élastique de l'acier $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$) $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)**Nota:**

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours,

Tableau V-31 Calcul de $\sigma_{u\lim}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

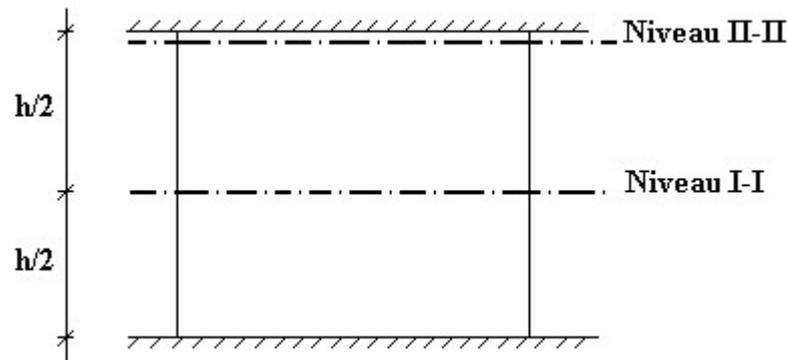
d. Niveaux de vérification : [5]

Figure V.9 :Schéma desniveauxdu voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

– Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$

– Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :[6]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V-32 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [6] ,[7]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V-33: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_1 \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_1 \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_1$	Espacement $\leq 15 \phi_1$	8mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux [7]:

V.4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements [1] et [2] .

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max}(\text{Min [2]}; \text{Min [1]})$.

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma \gamma}{f_e} \cdot \Delta \Delta = A_v \dots \dots \dots (1) \text{Où } \Delta s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

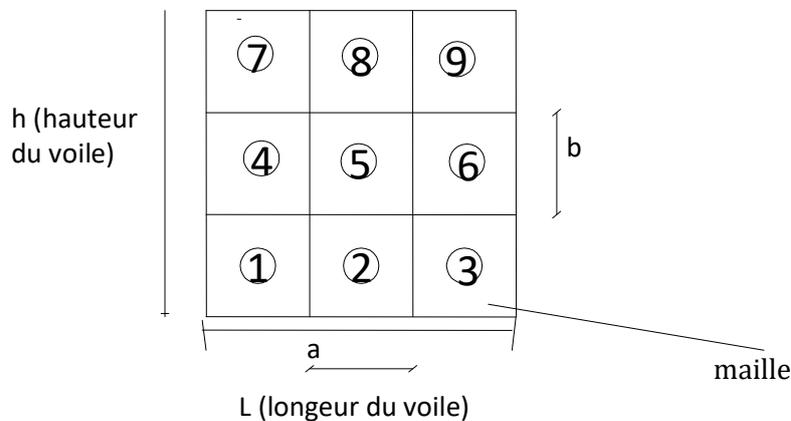


Figure V.10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.4.3 Aciers Horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.4.5. Préconisation Du [1] :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

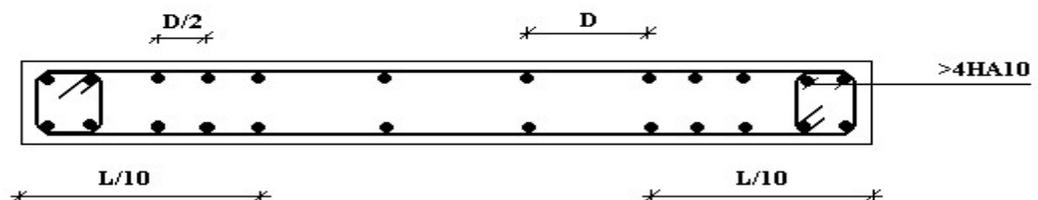


Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ; Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

• Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 1,5m$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,75 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m} \quad (0,40 \text{ m} : \text{hauteur de la poutre})$$

Tableau V.34 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,66 \times 0,85 = 2,26$	$0,8 \times 2,66 = 2,13$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 39,14$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 36,89$
Coefficient α		0,485	0,695
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	M ²	$(a - 0,02) = (0,2 - 0,02) = 0,18$	$(a - 0,02)1 = (0,2 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,485 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,54 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,695}{1 \times 0,20} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,32 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 15,32 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (0,75) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Tableau V.35 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m ²) (a*li) = S _j	0.15	0.15
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	3,7	2,14
Force de traction F _t (MN) = σ _j S _j	0,555	0.321
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	13,88	8,03
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 %S _{béton}	1.50 2.25	1.80 2.25
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 x5T14 =15,39 $\frac{75}{4} = 18,75$	2 x 4T12 =9,04 $\frac{75}{3} = 25$
S ≤ (1.5 a,30cm) S ≤ 30 cm	verifier	vérifié

• **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [4] :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12}.a.Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,1 (200)(750)}{400} 1,4 = 1212,75.\text{mm}^2 \quad ; \quad A_{vj} = 12,13.\text{cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_c)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,10) (200) (200)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4,59.\text{cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12,13) = 8,09.\text{cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (20)(75) = 2,25.\text{cm}^2$$

D'où :

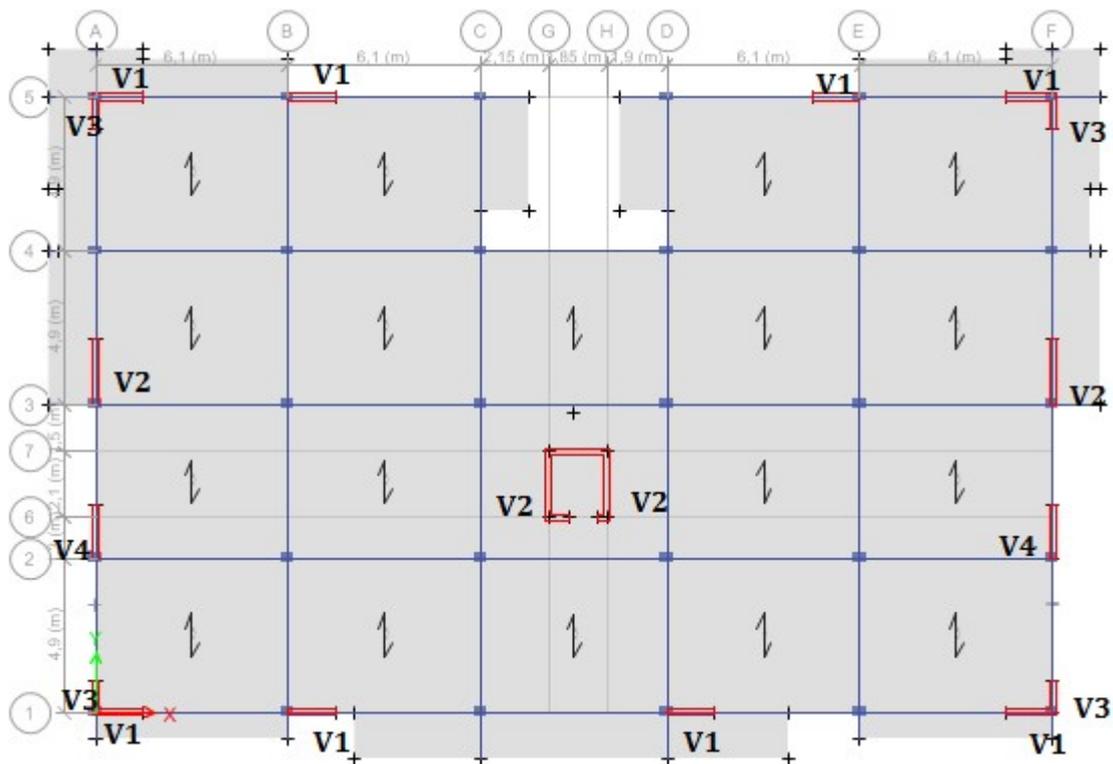
$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8,09.\text{cm}^2$$

Soit : 2x6T10 = 9,42 cm²

$$\text{Avec : } S_t = \frac{750}{5} = 15.\text{mm}$$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$ vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS :



FigureV-12 : Disposition des voiles.

Tableau V.36 : Caractéristiques des voiles.

	e (cm)	L _i (m)	V _{oile} (m)
Voile 1	20,00	0,75	1,50
Voile 2	20,00	0,70	2,10
Voile 3	20,00	1,00	1,00
Voile 4	20,00	0,85	1,70

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

- **Armature verticale de traction :**

Tableau V.37: Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _v adopté (cm ²)
RDC	1	0,15	3,7	0,555	13,88	0,93	2 x 5T14	15,39
- 1^{er}	2	0,15	2,14	0,321	8,03	0,54	2 x 4T12	9,04
2^{ème}	1	0,15	2,10	0,315	7,88	0,53	2 x 4T12	9,04
- 3^{ème}	2	0,15	1,90	0,285	7,13	0,48	2 x 4T12	9,04
4^{ème}	1	0,15	1,50	0,225	5,63	0,38	2 x 5T10	7,86
- 6^{ème}	2	0,15	1,23	0,185	4,63	0,31	2 x 5T10	7,86
7^{ème}	1	0,15	1,19	0,179	4,48	0,30	2 x 4T10	6,28
- 9^{ème}	2	0,15	1,07	0,161	4,03	0,27	2 x 4T10	6,28

Tableau V.38: Calcul des armatures du voile (V2).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC - 1 ^{er}	1	0,14	4,66	0,65	16,25	1,16	2 x 6T14	18,47
	2	0,14	4,20	0,59	14,75	1,05	2 x 5T14	15,39
	3	0,14	5,93	0,83	20,75	1,48	2 x 6T16	24,13
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	0,14	3,87	0,54	13,50	0,96	2 x 5T14	15,39
	2	0,14	2,90	0,41	10,25	0,73	2 x 5T12	11,31
	3	0,14	4,62	0,65	16,25	1,16	2 x 6T14	18,47
4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,14	2,74	0,38	9,50	0,68	2 x 5T12	11,31
	2	0,14	2,18	0,31	7,75	0,55	2 x 4T12	9,05
	3	0,14	3,34	0,47	11,75	0,84	2 x 4T14	12,32
7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,14	2,32	0,32	8,00	0,57	2 x 4T12	9,05
	2	0,14	1,66	0,23	5,75	0,41	2 x 4T10	6,28
	3	0,14	3,29	0,46	11,50	0,82	2 x 4T14	12,32

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC - 1 ^{er}	1	0,20	4,07	0,81	20,25	1,01	2 x 7T14	21,55
2 ^{ème} - 3 ^{ème}		0,20	3,83	0,77	19,25	0,96	2 x 5T16	20,11
4 ^{ème} - 6 ^{ème}		0,20	2,90	0,58	14,50	0,73	2 x 5T14	15,39
7 ^{ème} - 9 ^{ème}		0,20	1,80	0,36	9,00	0,45	2 x 6T10	9,42

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V4).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC-1 ^{er}	1	0,17	5,96	1,01	25,25	1,49	2 x 7T16	28,15
	2	0,17	3,90	0,66	16,50	0,97	2 x 6T14	18,47
2 ^{ème} -	1	0,17	5,50	0,94	23,50	1,38	2 x 6T16	24,13
	2	0,17	3,20	0,54	13,50	0,79	2 x 6T12	13,57
3 ^{ème} -	1	0,17	3,12	0,53	13,50	0,79	2 x 6T12	13,57
	2	0,17	1,82	0,31	7,75	0,46	2 x 5T10	7,85
4 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85
5 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85
6 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85
7 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85
8 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85
9 ^{ème} -	1	0,17	2,34	0,40	10,00	0,59	2 x 5T12	11,30
	2	0,17	1,20	0,20	5,00	0,29	2 x 5T10	7,85

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V.41 : Calcul des aciers de couture des voiles.

Hauteur (m)	zone	τ_u (Mpa)	$A_{vj,cal}$ (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	1	2,10	12,13	2 x 6T12	13,58	15,00
	2	1,72	9,93	2 x 5T12	11,30	20,00
	3	1,51	8,72	2 x 6T10	9,42	15,00
	4	1,04	6,01	2 x 4T10	6,28	20,00
V2	1	2,15	11,59	2 x 6T12	13,58	15,00
	2	2,04	11,00	2 x 5T12	11,30	15,00
	3	1,71	9,22	2 x 6T10	9,42	15,00
	4	1,09	5,88	2 x 4T10	6,28	20,00
V3	1	0,84	6,47	2 x 5T10	7,85	20,00
	2	0,94	7,24	2 x 5T10	7,85	20,00
	3	1,06	8,16	2 x 6T10	9,42	20,00
	4	1,04	8,01	2 x 6T10	9,42	20,00
V4	1	2,13	13,94	2 x 5T14	15,39	20,00
	2	1,86	12,17	2 x 6T12	13,58	15,00
	3	1,64	10,73	2 x 5T12	11,30	20,00
	4	1,07	7,00	2 x 5T10	7,85	20,00

• Aciers horizontaux :

Tableau V.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\min}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC - 1 ^{er}	2,10	3,44	8,09	2,25	8,09	2 x 6T10	9,42	15,00
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,72	3,76	6,62	2,25	6,62	2 x 5T10	7,85	20,00
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,51	2,48	5,81	2,25	5,81	2 x 4T10	6,28	20,00
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,04	2,28	4,01	2,25	4,01	2 x 4T10	6,28	20,00
V2	RDC - 1 ^{er}	2,15	3,53	7,73	2,10	7,73	2 x 5T10	7,85	20,00
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	2,04	3,35	7,33	2,10	7,33	2 x 5T10	7,85	20,00
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,71	2,81	6,15	2,10	6,15	2 x 4T10	6,28	20,00
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,09	2,38	3,92	2,10	3,92	2 x 4T10	6,28	20,00
V3	RDC - 1 ^{er}	0,84	1,84	4,31	3,00	4,31	2 x 4T10	6,28	20,00
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,94	2,06	4,83	3,00	4,83	2 x 4T10	6,28	20,00
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,06	2,32	5,44	3,00	5,44	2 x 4T10	6,28	20,00
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,04	2,28	5,34	3,00	5,34	2 x 4T10	6,28	20,00
V4	RDC - 1 ^{er}	2,13	4,66	9,29	2,55	9,29	2 x 6T10	9,42	15,00
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,86	3,05	8,11	2,55	8,11	2 x 6T10	9,42	15,00
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,64	3,59	7,15	2,55	7,15	2 x 5T10	7,85	20,00
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,07	2,34	4,67	2,55	4,67	2 x 4T10	6,28	20,00

• Schéma de ferraillage :

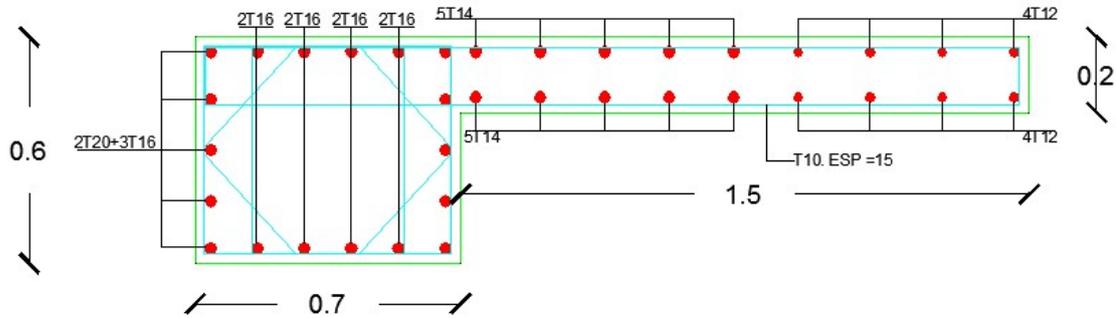


Figure V-13 : Ferraillage voile 1 (RDC - 1^{er}).

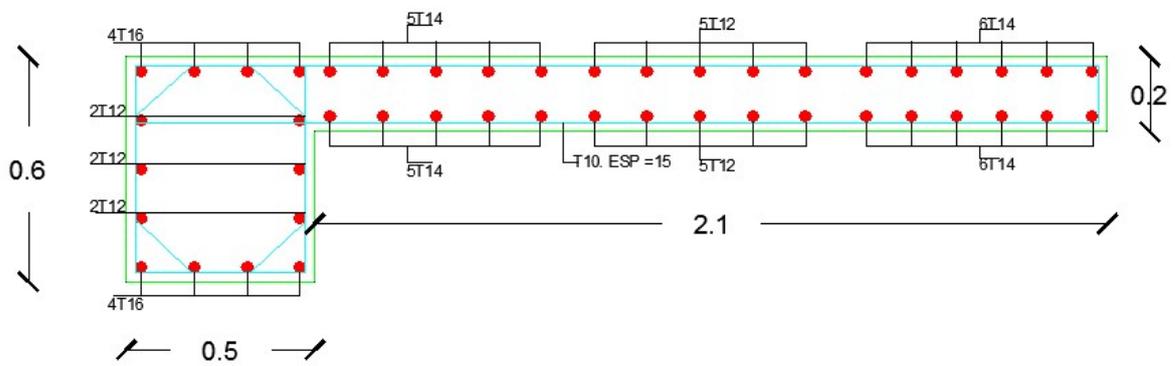


Figure V-14 : Ferraillage voile 2 (2^{ème} - 3^{ème}).

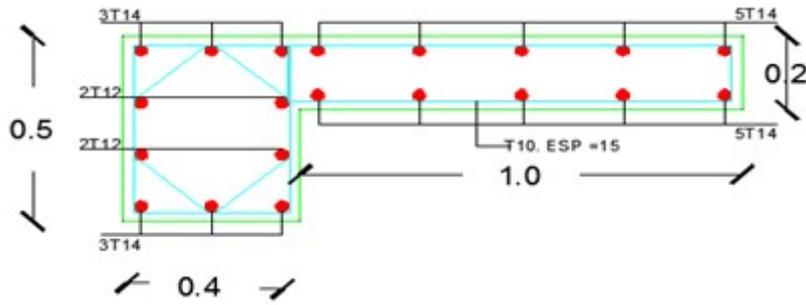


Figure V-15 : Ferraillage voile 3 (4^{ème} - 6^{ème}).

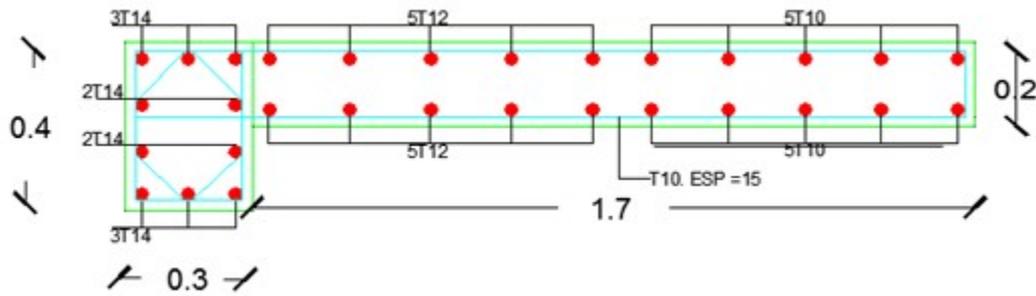


Figure V-16 : Ferraillage voile 4 (7^{ème} - 9^{ème}).

VI.1. INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Il existe plusieurs types des fondations:

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante simples ou croisées
 - Radier général (dalle ou nervuré)
- Fondation profonde (fondation sur pieux)

VI.1.1. Fonctions assurées par les fondations :

En général, la superstructure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme.
- Un moment qui provient des charges horizontales (séisme ou vent).

VI.1.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du sol.

- Lorsque les couches de terrain sont à une faible profondeur sont capables de supporter l'ouvrage, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Et lorsque elles sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.2. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.2.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux rectangulaires $a < b$ donc $A < B \Rightarrow S = A \times B$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$; $\sigma_{\text{sol}} = 2,00$ bars .

On donne une valeur à A on trouve B

$$B = \frac{A \times b}{a} \Rightarrow S = \frac{A^2 \times b}{a} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{S \times a}{b}}$$

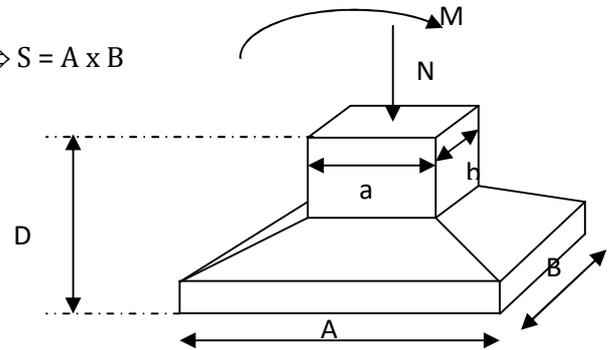


Figure VI.1. Dimensions de la semelle ; isolée.

L'effort normal total revenant au poteau du sous-sol :

$$N_{\text{ser}} = 2565,75 \text{ kN}$$

$$D'où \quad S \geq \frac{2565,75}{200} \Rightarrow S = 12,83 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \sqrt{\frac{12,83 \times 0,60}{0,70}} = 3,32 \text{ m} \Rightarrow A = 3,40 \text{ m}$$

$$B = \frac{3,40 \times 0,70}{0,60} = 3,97 \text{ m} \Rightarrow B = 4,00 \text{ m}$$

2/ Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{\text{min}} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est la valeur minimum entre axe entre deux poteaux.

On a $L_{\text{min}} = 4,9 \text{ m} > 1,5 \times B = 6,00 \text{ m}$ non vérifie

• Constatations :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même direction.

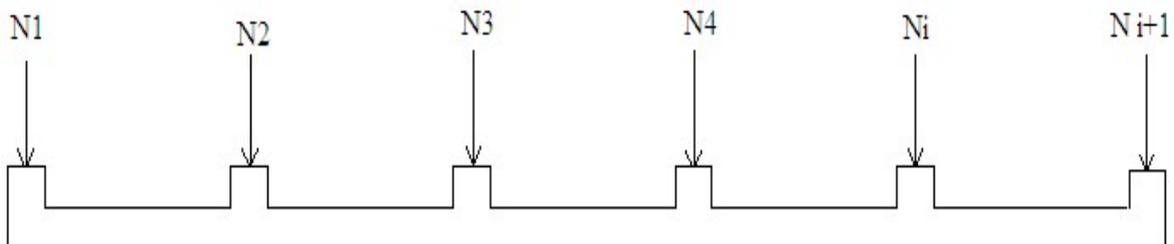


Figure VI-2. Semelle filante.

On doit vérifier que: $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle. $\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{\text{sol}}}$

L: Longueur du fil considéré.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VI-1: Sections des semelles filantes.

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)
A	11954,13	59,77	30,30	1,97	2,00
B	13817,74	69,08	30,30	2,28	2,30
C	14435,66	72,17	30,30	2,38	2,40
D	14662,30	73,31	30,30	2,42	2,50
E	12466,54	62,33	30,30	2,08	2,10

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{336.66}{606} = 55.50\% > 50\%$$

On remarque que :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles ; alors on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure :
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Toutes ces exigences nous obligent à adopter un radier général [4]

VI.2.3. Pré dimensionnement du Radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

❖ **Surface Nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 74307,49 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 371,53 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (606 m^2). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $631,40 \text{ m}^2$.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

➤ **Condition forfaitaire:[9]**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec: L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

- $L_{\max} = 6,1 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 30,5 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 35 \text{ cm}$

➤ **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.} (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (1 sous-sol).

$N_u = 102422,71\text{kN}$

$L = 6,1\text{ m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 22\text{cm}$$

$\Rightarrow h \cdot 2 = 25\text{cm}$

-Le choix Final :

$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 35\text{ cm}$

On prend : $h = 45\text{ cm}$

VI.2.3.1 Dimensionnement Des Nervures:

a. largeur des nervures :

• **Condition de coffrage:**

$$a \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{610}{10} = 61\text{cm}$$

On opte pour la largeur des nervures la même de la largeur des poteaux : $a = 70\text{cm}$

b. La hauteur des nervures :

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$

$I \rightarrow$ inertie de la semelle

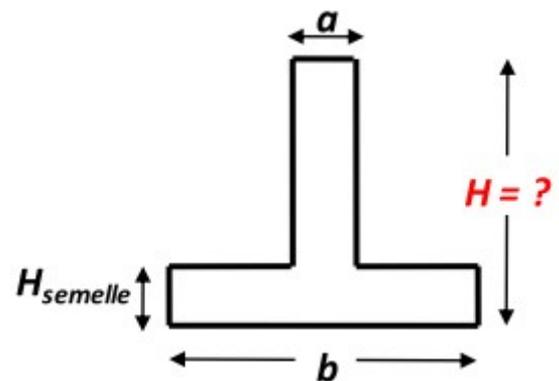
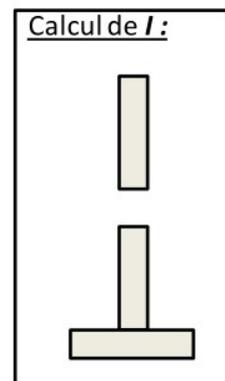
$E \rightarrow$ module d'élasticité du béton ($\sim 20000\text{ MPa}$)

$K \rightarrow$ coefficient de raideur du sol

$b \rightarrow$ largeur de semelle en contact avec le sol



$b \neq 1\text{m}$



$$b = \frac{4,9 + 4,9}{2} = 4,9$$

m: Largeur de la semelle

K: Coefficient de raideur du sol.

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 6,10 \text{ m}$
- pour notre cas on prend $K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$

On aura :

Tableau VI-2: Choix de la hauteur des nervures.

H_{nervure}	$I_{\text{nervure}} (\text{m}^4)$	$Le (\text{m})$	$\pi/2 Le+a (\text{m})$	vérification	Observation
1,00	0.0583	2,21	4,17	<6,10	Non vérifier
1.10	0.0776	2,37	4,42	<6,10	Non vérifier
1.20	0.1008	2,53	4.67	<6,10	Non vérifier
1,25	0.1139	2,61	4,80	<6,10	Non vérifier
1,35	0,1435	2,77	5,05	<6,10	Non vérifier
1,45	0,1778	2,92	5,28	<6,10	Non vérifier
1,60	0,2389	3,14	5,63	<6,10	Non vérifier
1,70	0,2866	3,29	5,86	<6,10	Non vérifier
1,80	0,3402	3,43	6,08	<6,10	Non vérifier
1,85	0,3693	3,50	6,20	>6,10	vérifier

On prend $h_1=1,85\text{m}$

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 6,10 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40,67.\text{cm} < h_2 < 61\text{cm}$$

On prend : $h_2 = 55\text{cm}$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 185\text{cm}$$

On prend : $h_N = 185 \text{ cm}$.

➤ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 45\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 185\text{cm} \\ b = 70\text{cm} \end{cases}$

VI.2.3.2 Caractéristiques Géométrique du Radier :

• **Position du centre de gravité :**

$$x_G = 15,12 \text{ m} \quad ; \quad y_G = 9,52 \text{ m}$$

• **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 45436,27 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 19012,08 \text{ m}^4$$

VI.2.3.3 Vérifications Nécessaires :

➤ **Vérification de la Stabilité du Radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

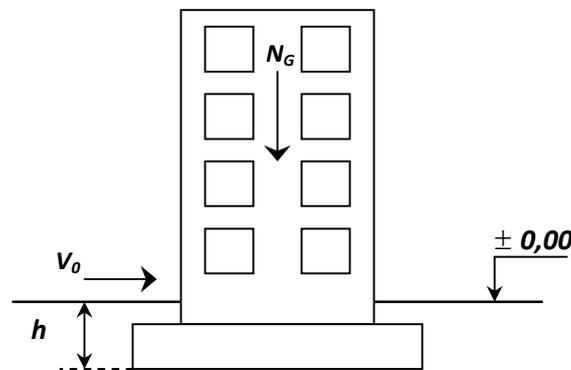


Figure VI-3 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x

$$M_0 = 82090,60 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_0 = 4167,25 \text{ kN} \quad ; \quad h = 2,89 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 94133,95 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1} = 54249,75 \text{ KN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 631,40 \times 1,85 = 29202,25 \text{ KN}$$

$$N_Q = 11081,16 \text{ KN}$$

Donc: $N = 94\,533,16 \text{ KN}$

$$M_s = N \cdot x_G = 1429341,38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 15,18 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0 = 87719,60 \text{ KN.m} ; V_0 = 3924,78 \text{ kN} ; h = 2,89 \text{ m}$$

Donc: $M_R = 99062,21 \text{ KN.m}$

$$M_s = N \cdot y_G = 899955,68 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9,08 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens

➤ Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{74307,49}{631,40} = 117,70 \text{ kN/ m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 117,70 \text{ kN/ m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{\text{sol}}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{\text{sol}}.$$

ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 129281,94 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	236,08	173,43	220,42
Sens y-y	254,36	155,15	229,56
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300,00$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266,00$

Table
au VI-
3 :
Contr
aintes
sous
le

radier à l'ELU.

ELS :

$$N_{\text{ser}} = 74307,49 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI-4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	149,00	86,38	133,35
Sens y-y	167,29	68,08	142,49
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300,00$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266,00$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées et il n'y a pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 229,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{\text{ser}} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 142,49 \text{ kN/m}^2$$

VI.2.3.4 Ferrailage du Radier :

a. Ferrailage de la dalle du radier:

➤ Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments sont au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• Panneau de rive :

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85 M_x$
 $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autre appui)

• Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 M_x$
 $M_{ty} = 0,75 M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis: $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

➤ Valeur de la pression sous radier :

- ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1 \text{ m} = 229,56 \text{ kN/m}$

- ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1 \text{ m} = 142,49 \text{ kN/m}$

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,90}{6,10} = 0,803 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-5 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,90	6,10	0,803	0,0561	0,5959	229,56	309,21	262,83	184,26	156,62	154,61

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :**

➤ Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-6 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,90	6,10	0,803	0,0628	0,7111	142,49	214,85	182,62	152,78	129,86	107,43

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25$ MPa; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa; $f_e=400$ MPa; $\sigma_s=348$ MPa; $b=100$ cm; $h=45$ cm ; $d=40.5$ cm

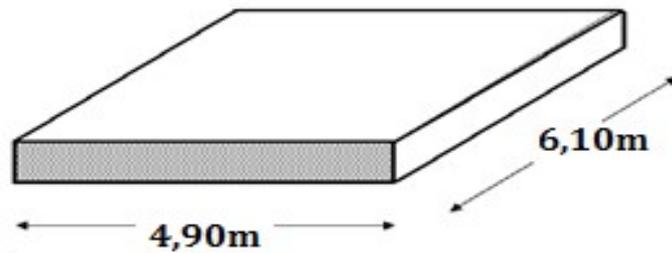


Figure VI-4 Schéma du panneau le plus sollicité.

- **Section minimale :**

Sens y-y : $0,08 \% b.h = 3.6 \text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 4.32 \text{ cm}^2$.

Tableau VI-7 : Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s \text{ adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	262,83	19,84	3.6	7T20	21,99
	y-y	156,62	11,51	4.32	6T16	12,06
Appui	x-x	154,61	11,36	4.32	6T16	12,06
	y-y					

- **Espacement:**

$$\text{Esp} \leq \text{Min.} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.} (135 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **En travée :**

- Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Sens y-y :**

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (4h; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (180 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

• Vérifications nécessaires :

$$\text{-Condition de non fragilité: } A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-8 : Vérifications CNF.

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Vérifications
Travée	x-x	21,99	4,89	oui
	y-y	12,06	4,89	oui
Appui	x-x	12,06	4,89	oui
	y-y			

Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI-9 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	182,62	21,99	13,38	322447,71	7,58	15,00	230,39	201,6	non
	y-y	129,86	12,06	10,43	201391,55	6,73	15,00	290,84	201,6	non
App	x-x	107,43	12,06	10,43	201391,55	5,56	15,00	240,61	201,6	non
	y-y									

➤ **Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appui, donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI-10 : Choix des armateurs (correction).

	Sens	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	6T25	29.45	16
	y-y	6T20	18.85	16
App	x-x	6T20	18.85	16
	y-y			

Tableau VI-11 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	182,62	29.45	15,01	399747,84	6,86	15,00	174,67	201,6	Oui
	y-y	129,86	18.85	12,57	286773,06	5,69	15,00	189,71	201,6	Oui
App	x-x	107,43	18.85	12,57	286773,06	4,71	15,00	156,94	201,6	Oui
	y-y									

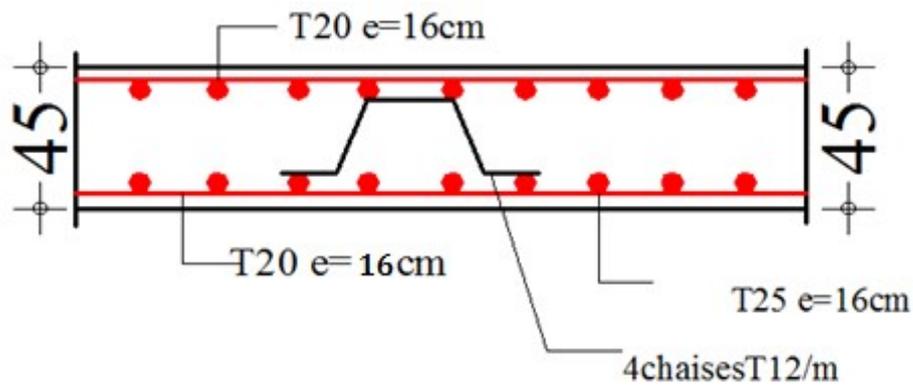


Figure VI-5 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des nervures :**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 70 \text{ cm}$; $h = 185 \text{ cm}$; $d = 166,50 \text{ cm}$

- **Sens porteur (x-x) :** $L = 6,10 \text{ m}$; $q = 229,56 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	907,58	15,93	6T20	18,85
Appuis	533,87	9,31	5T16	10,05

- **Sens non porteur (y-y) :** $L = 4,90 \text{ m}$; $q = 229,56 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	585,62	10,22	6T16	12,06
Appuis	344,48	5,98	6T14	6,16

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14,07 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-14 : Vérification de la condition de non fragilité.

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	A_s^{\min}	Vérification	$A_s^{\text{corr}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Sens X	Travée	18,85	14,07	Oui	18,85	6T20	18,85
	Appuis	10,05	14,07	Non	14,07	8T16	16,08
Sens Y	Travée	12,06	14,07	Non	14,07	8T16	16,08
	Appuis	6,16	14,07	Non	14,07	8T16	16,08

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	563,34	18,85	32,86	5877718,94	3,15	15,00	192,13	201,6	Oui
	y-y	363,50	16,08	30,60	5123238,01	2,17	15,00	144,63	201,6	Oui
Appuis	x-x	331,38	16,08	30,60	5123238,01	1,98	15,00	131,85	201,6	Oui
	y-y	213,82	16,08	30,60	5123238,01	1,28	15,00	85,08	201,6	Oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :[4]**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{229,56 \times 6,10}{2} = 700,16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{700,16 \times 10^3}{700 \times 1665} = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**• **Selon[2] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,40\text{MPa}$$

• **Selon[1]:**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \varphi_1 \right) = 24,00 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 92,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right) = 2,00 \text{ cm}$

$f_c=400 \text{ MPa}$; $\tau_u=0,60 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$; $b=70 \text{ cm}$; $d=166,50 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t=15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Zone nodale..... $A_t \geq 3,15 \text{ cm}^2$

Zone courante..... $A_t \geq 6,30 \text{ cm}^2$

On prend : $6T12=6,79 \text{ cm}^2$

VI2.3.5 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=185 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1,85 = 5,55 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p=3T16=6,03 \text{ cm}^2$

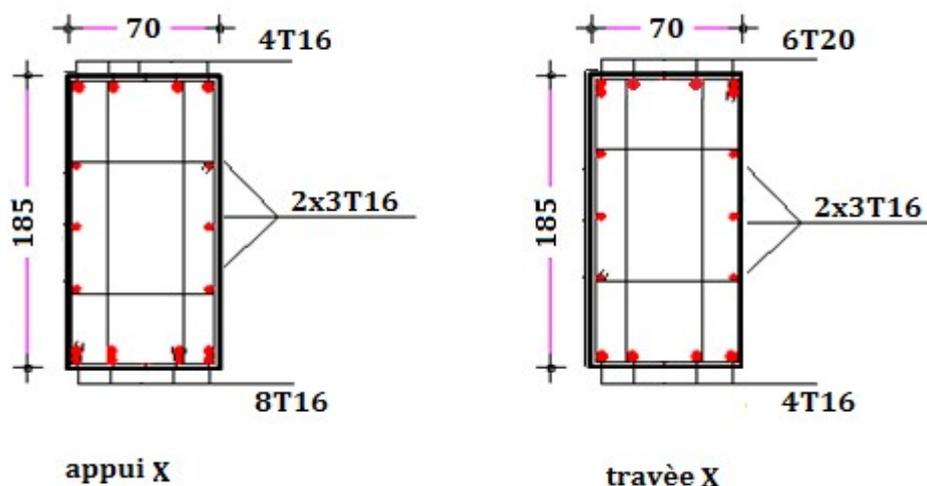


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures XX.

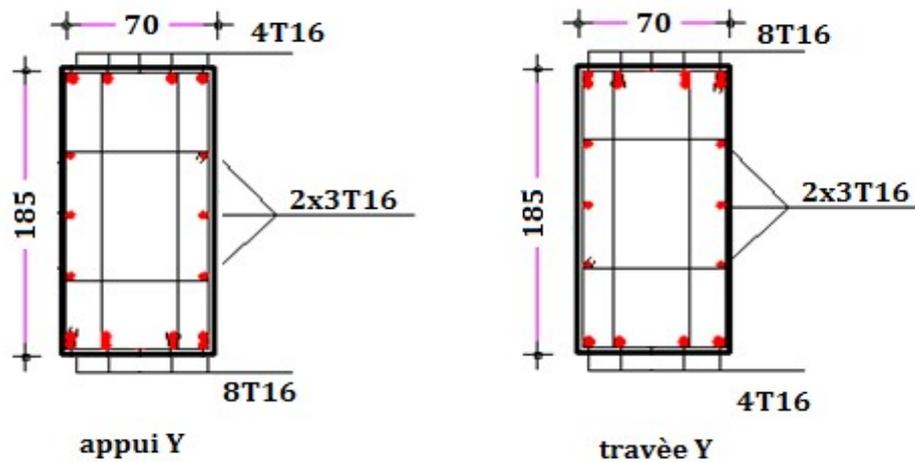


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures YY.

VI.2.3.6 Ferrailage du Débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,65\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

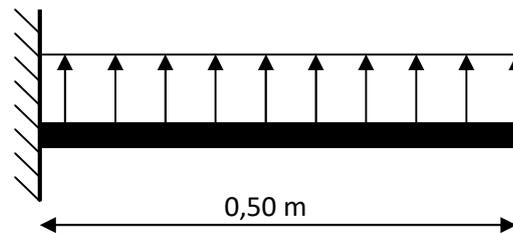


Figure VI-8 : Schéma statique des débords.

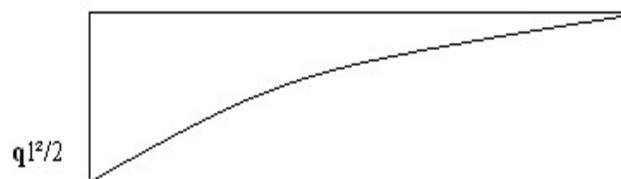


Figure VI-9 : Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage :

$q_u=229,56 \text{ KN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=45 \text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 28,70 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 402,48 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 2,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

On adopte $A_s = A_{s\min} = 4,89 \text{ cm}^2$

Choix : 5T12, avec $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$, esp=20 cm

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2$$

On prend 5T8=2.51 cm² , S_t= 20cm

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 142,49 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 17,81 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \dots\dots\dots \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Tableau VI.16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
17,81	5,65	7,48	106354,95	1,25	15,00	82,94	201,6	OK

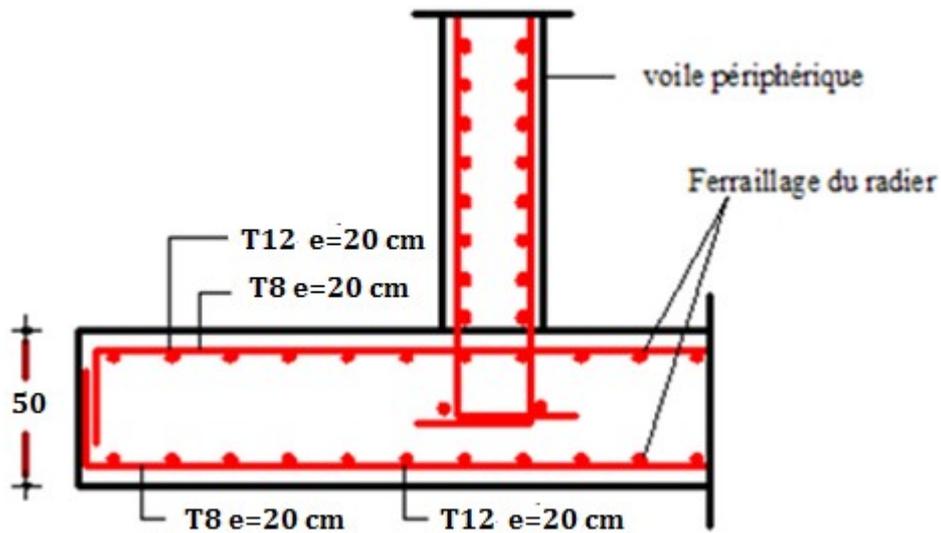


Figure VI-9. Ferrailage du Débord.

VI.3 ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

VI.3.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [1] .

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de la fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20 \text{ cm}$ (Section du voile).

VI.3.2. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On prend le tronçon le plus défavorable.

$L_x=2,89\text{m}$; $L_y=6,10$; $e =20\text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon [2] , la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=20,81\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H=2,89\text{m}$).

$$\varphi = 10^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,7041$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 42,35\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 57,17\text{kN/ml}$$

VI.3.3 Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,1008 ; \mu_y=0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 48,13 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,03 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0,85M_x=40,91\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=10,23\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=24,07\text{kNm}$$

VI.3.4 Calcul du ferrailage :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-17 : Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	40,91	0,089	0,00	0,117	17,20	6,85	8T12	9,05	12,00
	y-y	10,23	0,022	0,00	0,028	17,80	1,65	3T10	2,36	30,00

Appuis	z-z	24,07	0,06	0,00	0.067	17,50	3,95	6T10	4,71	15,00
	y-y									

VI.3.5. Condition de Non Fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,89}{6,10} \right) \frac{100.20}{2} = 2,02 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,02 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,36 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,02 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.6 Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 84,84 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 55,07 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 84,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{84,84.10^3}{1000 \times 180} = 0,47 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vé rifier}$$

VI.3.7 Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,1038 \quad \mu_y = 0,3402$$

$$Q_{ser} = 42,35 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 36,72 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,49 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 31,21 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,62 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18,36 \text{ kNm}$$

b. Verification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI-18 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	31,21	9,05	5,76	26707,84	6,73	15,00	214,54	201,6	N vér
	y-y	10,62	2,36	3,23	8845,89	3,88	15,00	265,98	201,6	N vér
App	x-x	18,36	4,71	4,39	15906,80	5,44	15,00	235,63	201,6	N vér
	y-y									

➤ **Redimensionnement de la section d'armature :**

Tableau VI-19 : Redimensionnement des Armatures.

	Sens	A _{s,cal} (cm ²)	Choix	A _{s,adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	9,05	8T16	16,08	12
	y-y	2,36	8T10	6,28	12
Appui	x-x	4,71	8T12	9,05	12
	y-y				

Tableau VI-20: Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
--	------	---------------------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------	--------------------------	---------------------------	-------------------------	--------------------------	-------

Trav	x-x	31,21	16,08	7,21	40575,00	5,55	15,00	124,49	201.6	ok
	y-y	10,62	6,28	4,96	20085,38	2,62	15,00	103,42	201.6	ok
App	x-x	18,36	9,05	5,76	26707,84	3,96	15,00	126,21	201.6	ok
	y-y									

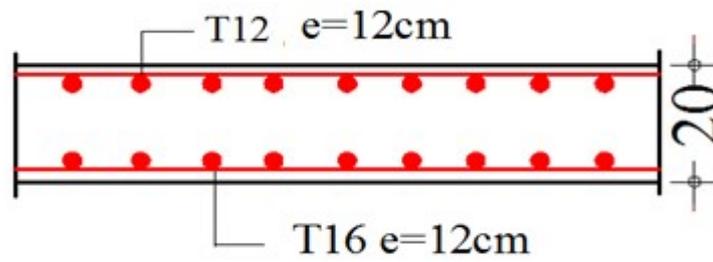


Figure VI-10 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

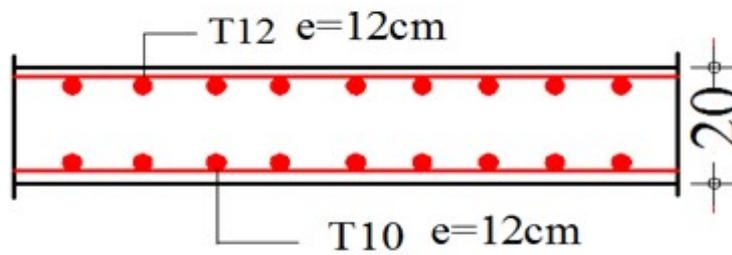


Figure VI-11. Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application.

Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a permis également de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il serve pour les promotions futures.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ Règlements :

- [1] : **RPA99 V2003** règlement parasismique algérienne.
- [2] : **BAEL91 modifié** béton armé aux états limites.
- [3] : **CBA93** règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- [4] : **D.T EUROCODE 2**.
- [5] : **DTR B.C.2.2** Document technique réglementaire (charges).
- [6] : **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [7] : **DTU B 23.1-NF** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976.
- [8] : Victor Davidovici, Formulaire du Béton Armé :
Volume1 ;'Eléments de Calcul ;'Moniteur, 1996.
- [9] : Victor Davidovici , La Construction en Zone Sismique.

➤ Cours :

- Béton armé (3^{eme} et 4^{eme} année)
- Dynamique des structures (4^{eme} année)
- Cours de bâtiment (4^{eme} année)
- Résistance des matériaux (2^{eme} et 3^{eme} année)

➤ Logiciels :

- ETABS 2016.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2013.....Dessin
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (Calcul de sections en béton armé a la flexion simple ou compose).

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.....	3
Figure .I.2 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	4
Figure : 1.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	5
Figure. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	6
Figure. II.2 : Mur extérieur.....	11
Figure .II.3 : L'acrotère.....	11
Figure .II.4 : Section Réduite du Poteau Carré	14
Figure .II.5 : Schéma du voile.....	19
Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère.....	20
Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	21
Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère.....	23
Figure III.4.:Ferrailage de l'acrotère.....	27
Figure III.5.:Schéma statique.....	28
Figure III.6.:Schéma statique.....	29
Figure III.7.:Diagramme des moments et des efforts tranchant.....	30
Figure III.8: Schéma de ferrailage de balcon.....	33
Figure III.9 : Schéma plancher en corps creux.....	34
Figure10 :Ferrailage de la poutrelle.....	50
Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	51
Figure III.12 : schéma d'un escalier	52
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier étage courant	53
Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier RDC.....	53
Figure .III.15 : schéma statique de l'escalier.....	55
Figure .III.16 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant.....	56
Figure .III.17 : Ferrailage de l'escalier.....	60
Figure .III.18 : schéma de la dalle plein.....	61
Figure .III.19: Ferrailage de la dalle pleine	67

Figure IV-1 Modèleinitiale.....	76
Figure IV-2 Modèle 1.....	78
Figure IV-3 Modèle 2.....	80
Figure IV-4 Modèle 3.....	82
Figure V-1 Zone Nodale.....	89
Figure V-2.Schéma de Ferrailage des poteaux.....	103
Figure V-3.Schéma de Ferrailage des poutresprincipales.....	123
Figure V-4.Schéma de Ferrailage des poutressecondaire.....	124
Figure V-5 : Schéma statique.....	127
Figure V-6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	128
Figure V.7 : Définition de l'élément mur.....	128
Figure V.8 : murs non raidi latéralement	129
Figure V.9 : Schéma des niveaux du voile.....	131
Figure V.10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	133
Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	134
FigureV-12 : Disposition des voiles.....	138
Figure V-13 : Ferrailage voile 1 (RDC - 1 ^{er}).....	143
Figure V-14 : Ferrailage voile 2 (2 ^{ème} - 3 ^{ème}).....	143
Figure V-15 : Ferrailage voile 3 (4 ^{ème} - 6 ^{ème}).....	144
Figure V-16 : Ferrailage voile 4 (7 ^{ème} - 9 ^{ème}).....	144
Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.....	146
Figure VI-2. Semelle filante.....	147
Figure VI-3 : Schéma statique du bâtiment.....	151
Figure VI-4 Schéma du panneau le plus sollicité.....	155
Figure VI-5 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	157
Figure VI.6 : Ferrailage des nervures XX	160
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures YY	160
Figure VI-8 : Schéma statique des débords.....	161
Figure VI-9 : Diagramme des Moments.....	161
Figure VI-10 Ferrailage du Débord.....	162
Figure VI-11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	166
Figure VI-12.Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	166

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.

- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.....	9
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher d'étage courant.....	9
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher de RDC.....	10
Tableau II.4 : Charges au niveau d'un balcon.....	10
Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur.....	11
Tableau. II.6:Loi de dégression.....	14
Tableau II.7 : Calcul des charges du poteau central.....	15
Tableau II.8: Choix Final des Poteaux Central.....	15
Tableau II.9 : Calcul des charges du poteau de rive.....	16
Tableau II.10: Choix Final des Poteaux de rive.....	17
Tableau II.11 : Calcul des charges du poteau d'angle.....	17
Tableau II.12: Choix Final des Poteaux de rive.....	18
Tableau. II.13 : Choix Final des Poteaux.....	18
Tableau III .1. Des moments et des efforts tranchant.....	30
Tableau.III.2 : Ferrailage du balcon.....	31
Tableau.III.3 : Vérification des contraintes du balcon.....	32
Tableau III .4. Évaluation des charges.....	37
Tableau III .5. Combinaison des charges.....	37
Tableau III.6 : Moments sur appuis.....	43
Tableau III.7 : Moments en travées.....	43
Tableau III.8.Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	44
Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	44
Tableau III.10. : Tableau récapitulatif pour la vérification a l'ELS.....	46
Tableau III.11. : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	48
Tableau .III.12 : Charges Permanentes de la Palier.....	54
Tableau .III.13 : Charges Permanentes de la Paillasse.....	54
Tableau .III.14 : Charges à l'ELU et l'ELS.....	55
Tableau .III.15 : Choix des armatures.....	57
Tableau III.16:Vérification à l'E.L.S	59
Tableau III.17: Vérification de la flèche de l'escalier.....	60

Tableau .III.18 : Evaluation des charges.....	61
Tableau .III.19 : Ferrailage de la dalle pleine.....	62
Tableau .III.20 : Ferrailage de la dalle pleine.....	65
Tableau III.21 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	66
Tableau IV-1 : Facteur de Qualité 'q'	73
Tableau IV-2:Sections des poteaux de chaque niveau.....	75
Tableau IV-3 Vérification de l'Effort Normal pour les Poteau.....	75
Tableau IV-4: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initiale.....	76
Tableau. IV-5: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.....	78
Tableau IV-6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=1.....	79
Tableau. IV-7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.....	80
Tableau IV-8 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°2.....	81
Tableau. IV-9: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 3.....	82
Tableau IV-10 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 3.....	83
Tableau IV-11: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteau.....	84
Tableau IV-12 Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.....	85
Tableau IV-13:Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.....	85
Tableau IV-14:Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	86
Tableau IV-15: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	87
Tableau V-1: Tableau des Contraintes.....	88
Tableau V-2 :Ferrailages des poteaux SDT (1,35G+1,5Q)sens x-x.....	91
Tableau V-3:Ferrailages des poteaux SA (G+Q \pm E)sens x-x.....	92
Tableau V-4:Ferrailages des poteaux SA (0,8G \pm E)sens x-x.....	93
Tableau V-5: Ferrailages des poteaux SDT (1,35G+1,5Q)sens y-y.....	94
Tableau V-6:Ferrailages des poteaux SA (G+Q \pm E)sens y-y.....	95
Tableau V-7:Ferrailages des poteaux SA (0,8G \pm E)sens y-y.....	96
Tableau V-8 : Vérification des Contraintes des section des armatures	97
Tableau V-9: Choix des Armatures des Poteaux.	97
Tableau V-10 : Vérification des Contraintes des Poteaux.....	98
Tableau V-11 : Vérification des Contraintes des Poteaux.....	98
Tableau V-12:Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.....	99
Tableau V-13: Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux.....	101

Tableau V-14:Choix des Armatures Transversales des Poteaux.....	102
Tableau V-15.Ferraillage des Poutres 30x50 (Situation Durable).....	106
Tableau V-16.Ferraillage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).....	107
Tableau V-17. Ferraillage des Poutres 30x50 (Situation Accidentelle).....	108
Tableau V-18.Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Durable).....	109
Tableau V-19.Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).....	110
Tableau V-20.Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).....	111
Tableau V-21.Choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.....	112
Tableau V-22.Vérification de choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.....	113
Tableau V-23. Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.....	114
Tableau V-24.Vérification de choix des Armatures pour les Poutres 30x 50.....	115
Tableau V-25. Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	116
Tableau V-26.Vérification des Poutres à l'ELS.....	117
Tableau V-27. Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	117
Tableau V-28. Calcul des Armatures Transversales.....	118
Tableau V-29. Vérification de la Flèche des Poutres.....	120
Tableau V-30: Valeurs de (I_f/l)	129
Tableau V-31 : Calcul de σ_{ulim}	130
Tableau V-32 : Aciers verticaux et horizontaux.....	131
Tableau V-33: Aciers transversaux.....	131
Tableau V.34 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	136
Tableau V.35 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	137
Tableau V.36 : Caractéristiques des voiles.....	139
Tableau V.37: Calcul des armatures du voile1	139
Tableau V.38: Calcul des armatures du voile2.....	140
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile3.....	140
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile4.....	141
Tableau V.41 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	141
Tableau V.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	142
Tableau VI-1: Sections des semelles filantes.....	147
Tableau VI-2: Choix de la hauteur des nervures.....	150
Tableau VI-3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	153
Tableau VI-4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	153

Tableau VI-5 : Calcul des moments à l'ELU.....	155
Tableau VI-6 : Calcul des moments à l'ELS.....	155
Tableau VI-7 : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	156
Tableau VI-8 : Vérifications CNF.....	156
Tableau VI-9 : Vérification des contraintes.....	157
Tableau VI-10 : Choix des armateurs (correction).....	157
Tableau VI-11 : Vérification des contraintes (correction).....	157
Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	158
Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	158
Tableau VI-14 : Vérification de la condition de non fragilité.....	158
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	159
Tableau VI-16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.....	162
Tableau VI-17 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	164
Tableau VI-18 : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	165
Tableau VI-19 : Redimensionnement des Armatures.....	166
Tableau VI-20 : Vérification des contraintes (correction).....	166