REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES de MEDEA

Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie De la Matière

Filière De Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Constructions Et Matériaux

THEME

Etude D'un Bâtiment à Usage D'habitation

(RDC+6 étage)

Réalisé par :

LAOUFI Fatma zohra

BOUFERRACHE Fatiha

Dirigé par :

Dr . BOUCHRIT Dalila

Promotion: 2016

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلح مكونة من طابق ارضي + ست طوابق , المزمع انجازها في ولاية الجزائر التي تعد منطقة نشطة زلزاليا (المنطقة III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية مدعمة بواسطة الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر :

قانون الخرسانة المسلحة CBA 93 والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 نسخة 2003.

تمت دراسة هيكلة البناية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل .(SAP2000 V 17.1)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC + 6 étages), destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (zone III).

Le contreventement de la structure est assuré par un système voiles.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux documents techniques règlementaires Règles de Conception et des calculs des structures en Béton Armé CBA93 et Règlement Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

L'étude d'ossature a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse d'ossature (SAP2000 V 17.1).

Enfin, nous avons étudiée l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 6 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III).

The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 and RPA99 Version 2003.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 17.1»**.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Introduction générale :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en Red chaussé plus six étages. implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments secondaire (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression, dalle plaine).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations.

I.1.INTRODUCTION:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé d'un red-chaussée plus 6 étages à usage d'habitation .

L'ouvrage étudie sera implantera a la wilaya d'Alger, qui classe selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003 [1]) comme une zone de forte sismicité (zone III), notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"
- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Document technique règlementaire DTR.B.C.2.2"(Charges Permanentes et Charges d'Exploitation")

I.1.a).Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 19.07m.
- La longueur en plan 25.92m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 21.42m.
- Hauteur de RDC 3.06m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.

I.1.b).Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le (RPA 99version 2003 [1]) comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}$ = 2.4 bars.

I.2. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :[1]

Le système de contreventement adopté pour notre projet est celui des portiques auto-stables en béton armé contreventés par des voiles.

I .2.1 Plancher:

Les planchers étant considères comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

I.2.2. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.3. revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les étage ; les halls et les escaliers,
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau,
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds, Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.2.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

I.2.5. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers : escaliers droit à deux volées.

I.3) CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.3.1 Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.2beton arme:

- ✓ Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".
- ✓ Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.1.Résistance mécanique du béton : ►► CBA93**Art [A.2.1.1.1.]** ◄◄ [2]

I.3.2.1. a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton $\mathbf{f_{cj}}$ à *j* jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : *fc*28. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à *j* jours, définies à partir de f_{c28}, par:

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

$$\begin{cases} \mathbf{f_{cj}} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} fc28 & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ \mathbf{f_{cj}} = 1{,}1\ f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.40 + 0.95j} fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

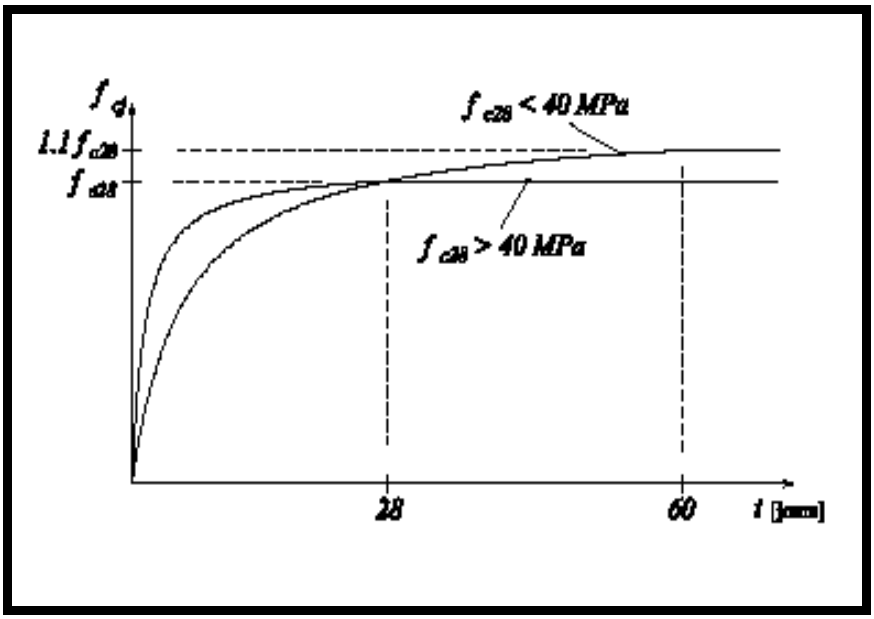


Fig I.1 : Evolution de la résistance fcj en fonction de l'âge du béton

I.3.2.1.b. Résistance à la traction : [2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} & \text{si} \quad fc28 \leq 60Mpa. \\ f_{tj} = 0{,}275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si} \quad fc28 > 60Mpa \end{cases}$$ CBA93 Art A.2.1.1.[2]

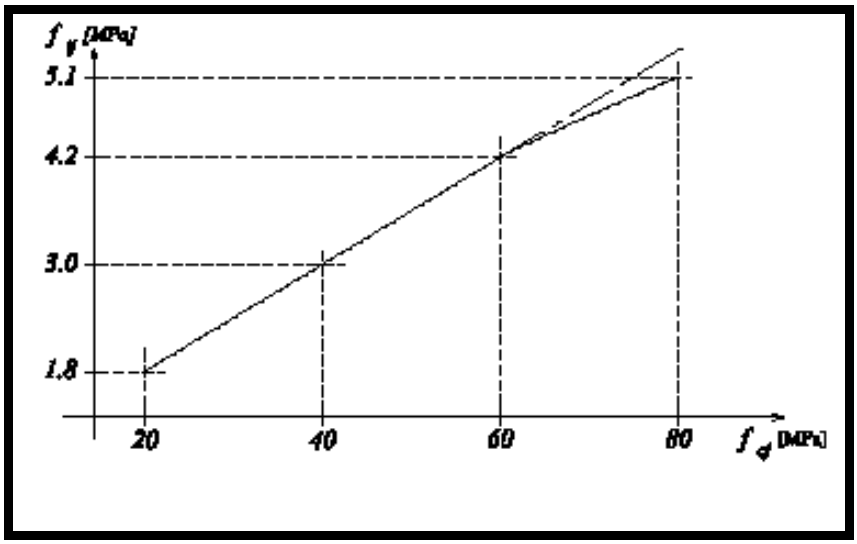


Fig I.2 : Evolution de la résistance à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj.

I.3.2.1.c. Modules de déformation longitudinale : [2]

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. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané:

$E_{ij} = 3E_{vj}$.

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

$E_{vj} = 3\ 700\ (f_{cj}^{1/3})$ si $fc28 \leq 60$Mpa. ►► **Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{vj} = 1100\ (f_{cj}^{1/3})$ si $fc28 \geq 60$Mpa. ►► **Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

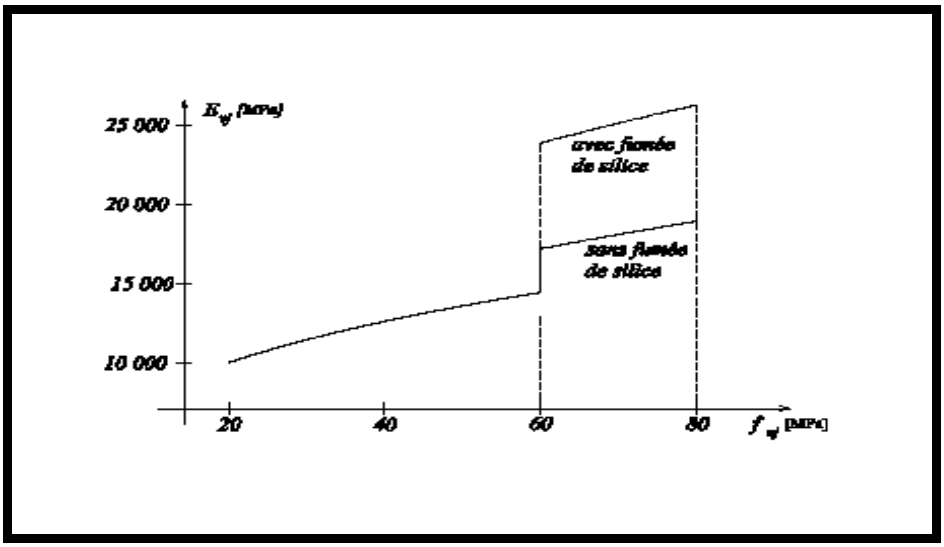


Fig I.3 : Evolution du module de Young différée Evj en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton fcj.

I.3.2.1.d Coefficient de poisson (υ):

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\gamma = 0{,}2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.3.2.1.e. Contraintes limite : [2]

a. Etat limite ultime :

- **Contrainte ultime de béton :**

Pour les calculs `a l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\varepsilon_{bc1} = 2$ ‰
- $\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3{,}5 ‰ & \text{si} \quad f_{cj} \leq 40\text{Mpa}. \\ (4{,}5 ¡ 0{,}025 f_{cj}) ‰ & \text{si} \quad f_{cj} > 40\text{Mpa}. \end{cases}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\frac{0.85 \quad f_{cj}}{\theta\gamma_{b}}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γb vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

μ = 1 si la durée est supérieure à 24h

μ = 0,9 si la durée est comprise entre 1h et 24h et μ = 0,85 sinon.

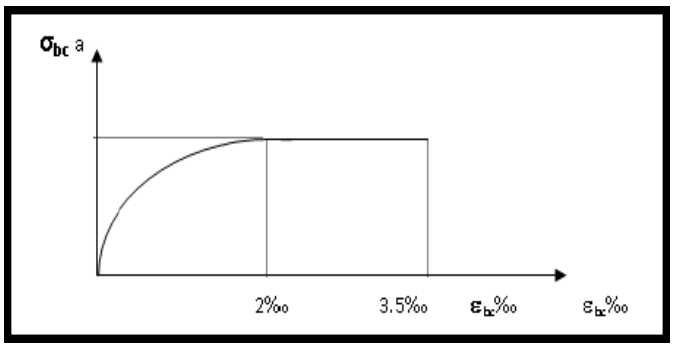


Fig I.4: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Contrainte ultime de cisaillement : [2]**

contrainte de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$

Tableau .I.1. Contrainte ultime de cisaillement

Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

b. Etat limite de service : [2]

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d´écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0{,}2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$.

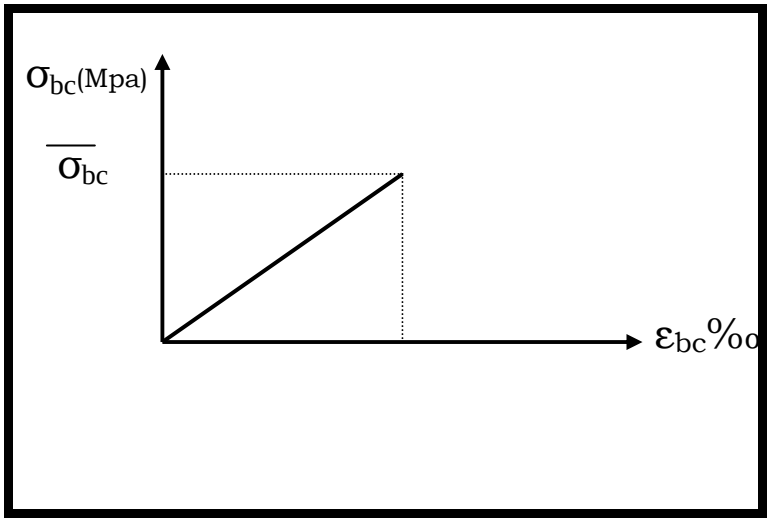


Fig I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

I.3.2.l'acier:

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.2.1. Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e.
Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e.

Tableau I .2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6mm$ TL50 $\Phi \leq 6mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant.

I.3.2.2 Contrainte limite :

1. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation.

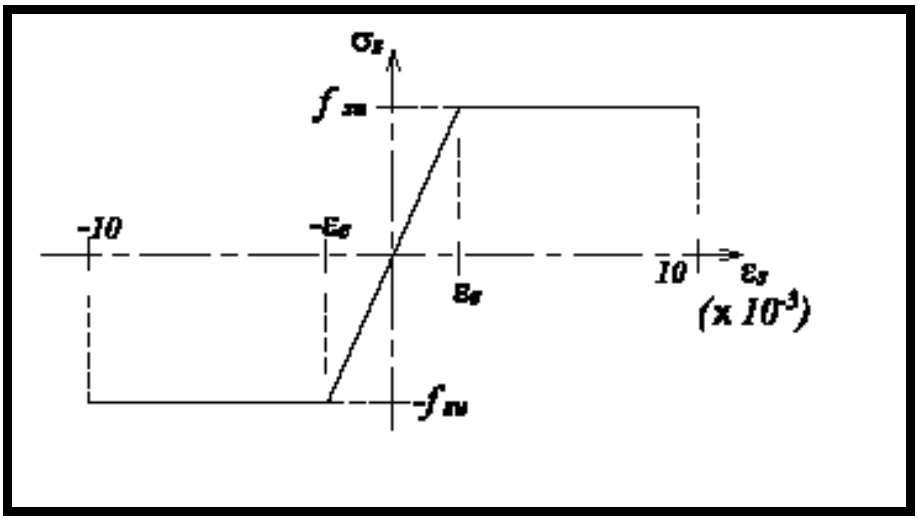


Fig I.6. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier `a l'ELU.

Avec :

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$

$\varepsilon_{es} = \sigma_s/Es$ Es=200000 Mpa.

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

σ_s=348 Mpa

2. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- .Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [2]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s$ = Min [2fe / 3;110 $\sqrt{\eta f_{tj}}$MPa] [2]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s$= Min [f / 2;90 $\sqrt{\eta f_{tj}}$[MPa] [2]

η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25 Mpa.

- ✓ La résistance à la traction f_{t28} = 2.1 Mpa.
- ✓ E_{vj} = 10818.865 Mpa.
- ✓ E_{ij} = 32456.595 Mpa.
- ✓ f_e = 400 Mpa.
- ✓

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & Fissuration\ peu\ nuisible \\ 2.5MPa & Fissuration\ préjudiciable\ ou\ très\text{-}préjudiciable. \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, fe = 400MPa : *Pour les armatures longitudinales*

FeE235, fe = 235MPa : *Pour les armatures transversales*

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: *Fissuration préjudiciable pour les H.A.*

II.1.INTRODUCTION :

Le Pré-dimensionnement est défini les dimensions des différents éléments de la structure .Ces dimensions sont choisies selon les préconisations des règlements parasismiques Algérienne RPA99 Version 2003 et du CBA93 **.**Ce dimensionnement porte sur les planchers, les poutres, les poteaux et voile.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II. 2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHER :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

II. 2.1.plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ✓ $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- ✓ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : $L = 3.11$ m.

- ✓ $311/20 \geq ht \geq 311/25 \quad \Rightarrow 15.55\ cm \geq ht \geq 12.44\ cm.$
- ✓ et $\quad ht \geq 311/22.5 \quad \Rightarrow \quad ht \geq 13.822\ cm.$

On choisit : $ht = 20\ cm$ on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

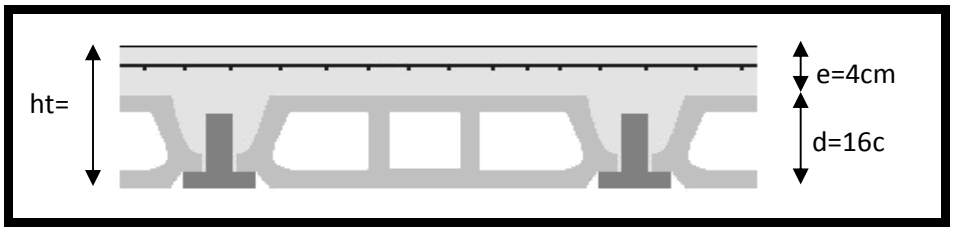


Figure. II.1 : Type de plancher en corps creux avec dalle de compression.

On a opté pour des planchers a corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ Plus économique.
- ✓ Il ne demande pas de coffrage (mise en place rapide).
  - ➢ **Condition isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ✓ $ht \geq 16\ cm$

D'où on a : $20\ cm > 16\ cm$ (condition vérifiée).

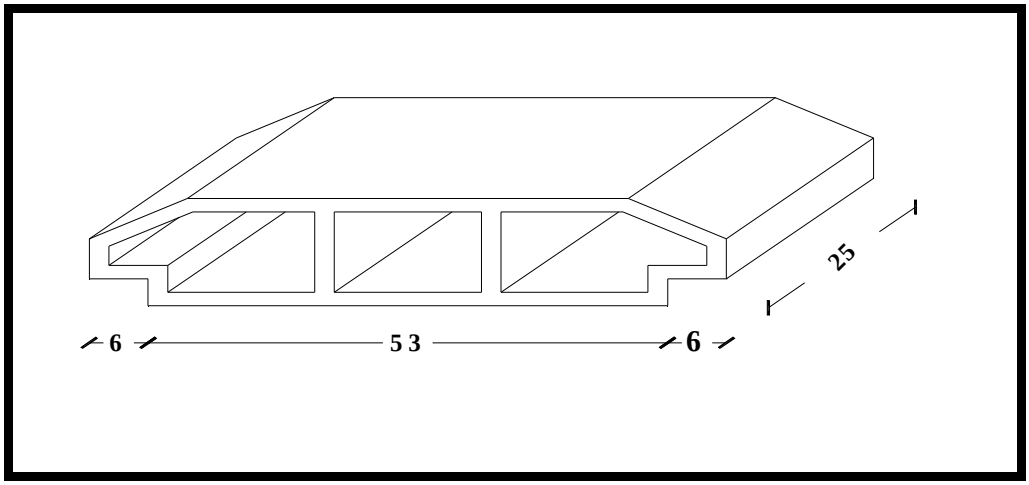


Figure. II.2 : Dimensions du corps creux.

II. 2.2. Plancher dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères Suivants :

1) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(L_x/50) \leq e_p \leq (L_x/40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$$

où : e_p : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

2) Sécurité contre l'incendie : [1]

$e_p = 7cm$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11cm$: peut assurer un coupe-feu de deux

3) condition d'isolation acoustique [1]:

Critère de résistance $511/50 \leq ep \leq 511/40 \Rightarrow 10.220 \leq ep \leq 12.775$

La sécurité contre l'incendie : $e_p = 11cm$

Condition d'isolation acoustique : $e_p = 15$ cm

- **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

II.2. 3.Condition de vérification de la flèche :

Si : L ≤ 5m $f \leq \frac{l}{500}$

Si L >5m $f \leq \frac{l}{1000}+0.05$

II.2.4.Isolation phonique :

Selon les règles techniques en vigueur en l'Algérie« **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Conclusion :

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux e = 20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitue de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm.

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3.EVALUATION DES CHARGE ET SURCHARGES : [3]

II.3.1.Maçonnerie :

II.3.1.1Charge permanente :

II.3.1.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

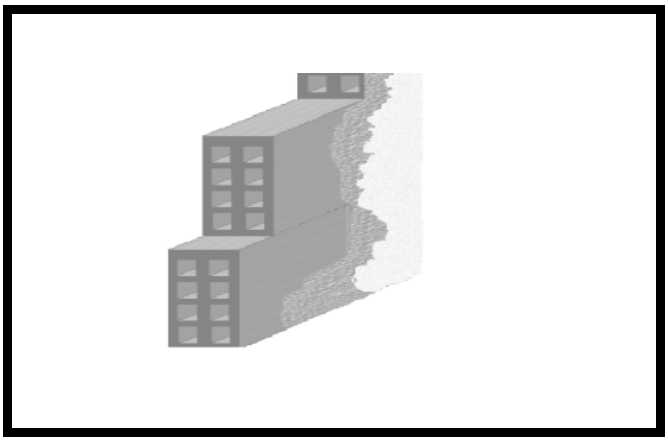


Fig. II.3: présentation de mur intérieur (simple cloison).

II.3.1.1 b. Murs extérieurs (double cloison):

Tableau II.2 : charge permanente du mur double cloison**.**

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	2x0.36
Brique en creuse	0.10	0.90	2x0.90
Lame d'aire	0.05	-	-
Totale			2.52



Fig. II.4 : présentation de mur extérieur (double cloison).

II.3.2. plancher terrasse :

II.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau II.3:charge permanent du terrasse.

N_0	Elément	Epaisseue(m)	Poids volumique(kg/m^3)	Poids surfacique(kg/m^3)
1	**Gravillon roulé**	0.05	18	0.90
2	**Etenchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier krafte**	-	-	0.05
4	**Forme de pente**	0.135	22	2.97
5	**Filme polyane**	-	-	0.01
6	**Plaques de liége**	0.04	4	0.16
7	**Pare vapeur**	0.01	6	0.06
8	**Planche corps creux**	0.16+0.04	-	2.80
9	**Enduit en platre**	0.02	10	0.20
	Totale			**7.27**

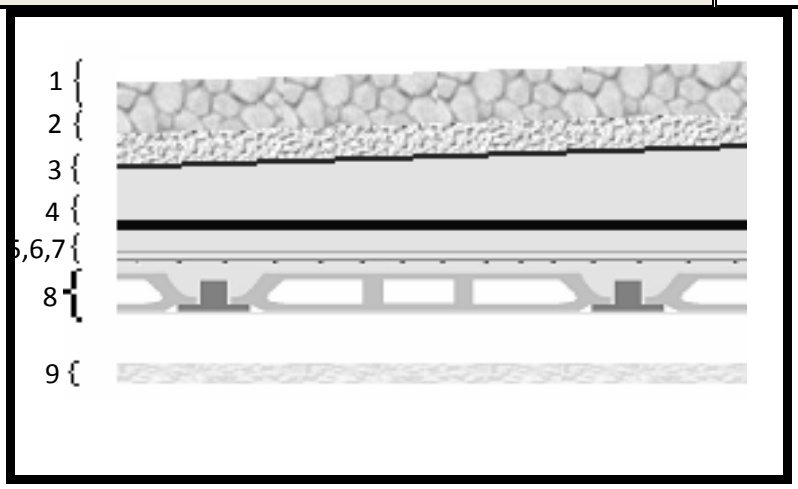


Fig II.5 : Composants du plancher terrasse.

II.3.2.2. Surcharges d'exploitation :[3]

Selon **D**ocument **T**echnique **R**églementaire **DTR B.C 2.2** on a :

Surcharge d'exploitation : Usage habitation Q = 1 kN/m.

II.3.3. plancher courant :

II.3.3.1. charge permanent :

Tableau II.4 : charge permanent de la planche courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	0.4
3	**Lit de sable**	0.03	0.54
4	**Planche corps creux**	0.16+0.04	2.80
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
6	**mur simple cloison**	0.1	1.62
		G	**249**

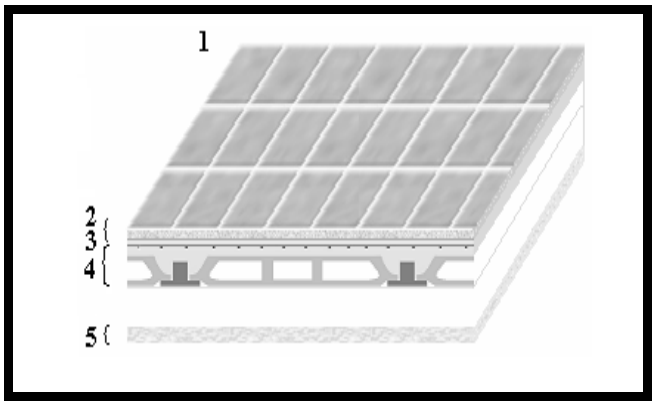


Fig II.6 : Composants du plancher courant.

II.3.3.2. Surcharges d'exploitation : [3]

Selon **D**ocument **T**echnique **R**églementaire **DTR B.C 2.2** on a :

Surcharge d'exploitation : usage habitation Q = 1.5 kN/m

II.3.4.dalle plaine :

II.3.4.1.Plancher terrasse :

II.3.4.1.a. Charges permanentes :

Tableau II.5: charge permanent du terrasse

Elément	Epaisseue(m)	Poids volumique(kg/m^3)	Poids surfacique(kg/m^3)
Gravillon roulé	0.05	18	0.90
Etenchéité multicouche	0.02	6	0.12
Papier krafte	-	-	0.05
Forme de pente	0.135	22	2.97
Filme polyane	-	-	0.01
Plaques de liége	0.04	4	0.16
Pare vapeur	0.01	6	0.06
Planche corps creux	0.15	-	3.75
Enduit en platre	0.02	10	0.20
Totale			**8.22**

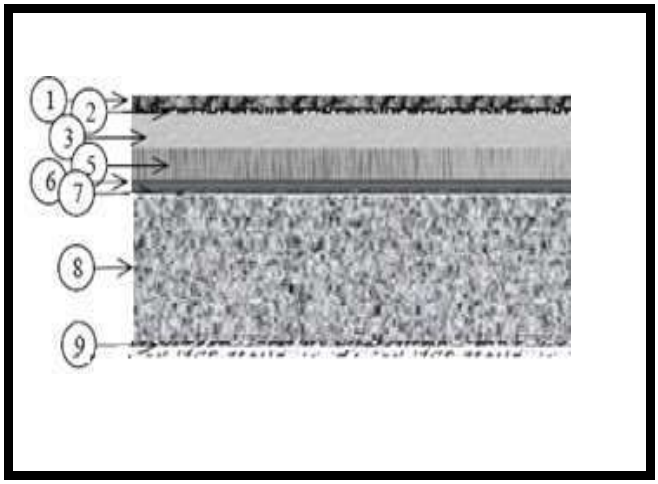


Fig II.7 : Composants du plancher terrasse.

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Selon **D**ocument **T**echnique **R**églementaire **DTR B.C 2.2** on a :[3]

Surcharge d'exploitation : Usage habitation Q = 1 kN/m.

II.3.4.2.Plancher courant :

II.3.4.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.6 : charge permanent de la planche courant.

N	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids surfacique (KN/m2)**
1	**Carrelage**	0.02	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	0.4
	Lit de sable	0.03	0.54
4	**Dalle plaine**	0.15	3.75
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
		G	**5.33**

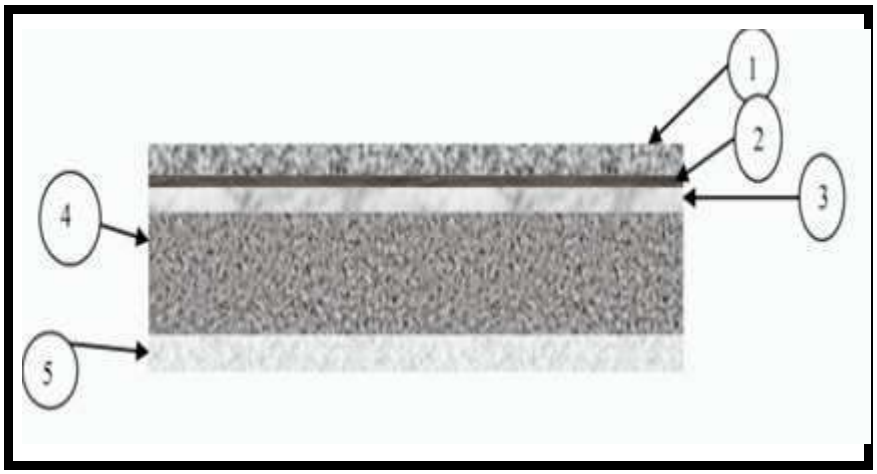


Fig. II.8 : Composants du plancher courant**.**

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Selon **D**ocument **T**echnique **R**églementaire **DTR B.C 2.2 [3]** on a :

Surcharge d'exploitation : Usage habitation Q = 1.5 kN/m.

II.4.LES POUTRES:

II.4.1.Définition :

Sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé servant de base à transmettre les charges aux poteaux. La pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les conditions de résistance et de la flèche imposé par les règles (CBA93)

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : la plus grande portée mesurée entre nus .

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

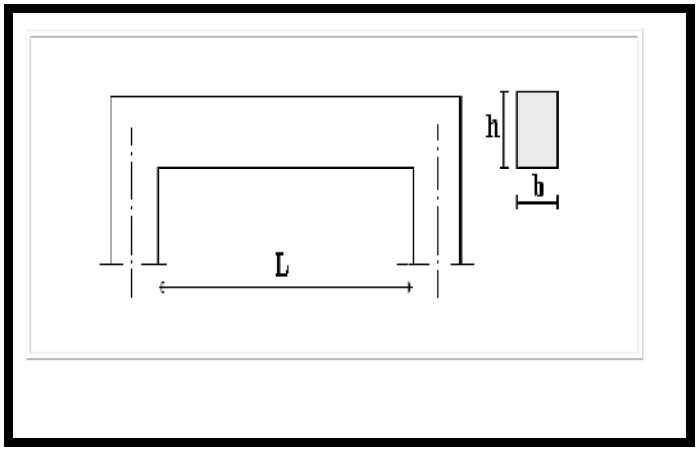


Fig. II.9 : Schéma de la poutre

Les dispositions constructives sur les dimensions minimales de poutres en zone III sont :

- $h \geq 30$ cm
- $b \geq 20$cm
- $h/b \leq 4$
- $B_{max} \leq 1.5+b1$

II.4.2.Les poutres principales :

$L_{max} = 4.75m$ alors $31.66 \leq h \leq 47.5$

On prend **: h = 40cm** d'où $12 \leq b \leq 28$

On prend : **b = 30cm**

- **Vérification selon RPA99 : [1]**

$40 \geq 30$ cm condition vérifié

$30 \geq 20$cm condition vérifié

$1.33 \leq 4$ condition vérifié

Toutes les vérifications de **RPA** sont satisfaisantes.

II.4.3.Les poutres secondaires :

$L_{max} = 3.11$ m alors $20.73 \leq h \leq 31.10$

On prend : h=35cm

$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend : b = 30 cm

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections suivantes :

Poutres porteuses : b x h = $30 \times 40 \text{ cm}^2$

Poutres non porteuses : b x h = $30 \times 35 \text{ cm}^2$

II.4.4. vérification de la flèche :

Selon **CBA 93 B.6.5.3 [2]**

$$\text{Si } l \leq 5\text{m} \Rightarrow \quad F \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{Si } l > 5 \text{ m} \Rightarrow h \leq \frac{l}{1000} + 0.05$$

II.4.4.a. Poutre principale

Poids propre de la poutre :

$G_p = (0.30 \times 0.40 \times 25) = 3$ KN/ml

- **Poids propre du plancher :**

$\mathbf{G_{plancher}} = 6 \times (1.58+1.42) = 18$KN/ml

$\mathbf{Q_{plancher}} = 1.5x\ (1.58+1.42) = 4.5$KN/ml

- **Poids total:**

$\mathbf{p_{total}} = (G\ p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 25.5$KN/ml

- **Calcul de la flèche** :

il faut vérifier que $\mathbf{F \leq F_{limite}}$

$L = 4.75m \leq 5m \quad \Rightarrow F_{limite} = \frac{l}{500} = 0.95m$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5\ P\ L^4}{384\ E\ I} = \frac{12*5*25.5*4.75^4}{384*10819*10^3*0.3*0.4^3} = 9.764x10^{-3}\ m$$

Alors la condition vitrifié

II.4.4.b. Poutre secondaire :

- **Poids propre de la poutre :**

$\mathbf{G_p} = (0.35 \times 0.30 \times 25) = 2.625$ KN/ml

- **Poids propre du plancher :**

$\mathbf{G_{plancher}} = 6 \times (2.325+2.4) = 28.35$ KN/ml

$\mathbf{Q_{plancher}} = 1.5\ (2.325+2.4) = 7.087$ KN/ml

- **Poids total :**

$\mathbf{p_{total}} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 38.062$KN/ml

- **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que $\mathbf{F \leq F_{limite}}$

$L = 3.11m \leq 5m \quad \Rightarrow F_{limite} = \frac{l}{500} = 0.622$

- La flèche de la poutre est calculée comme suit :

F= $\frac{5\ P\ L^4}{384\ E\ I}$ = $\frac{12*5*38.062*3.11^4}{384*10819*10^3*0.3*0.35^3}$ = 3.997x10^{-3} m

Alors : la condition vitrifié**.**

II.5. LES POTEAUX :

II.5.1Définition :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q) **.**

II.5.2.Etape de pré-dimensionnement :

Les poteaux sont des éléments qui sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normale ultime de compression, alors, on utilisera un calcul base sur la descente de charges (G et Q), comme suit :

- On choisit le poteau le plus sollicite
- On calcule la surface requise par ce poteau et on affectant les charges appliquées à cette surface
- On doit calculer la combinaison des charges et l'effort normal (N) applique à la section de béton

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier $N_{ultime} \leq \left(\frac{\mathbf{Br} f c28}{0.9\gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s}\right) \alpha$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul : A=$\frac{B}{1000}$

B_r: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

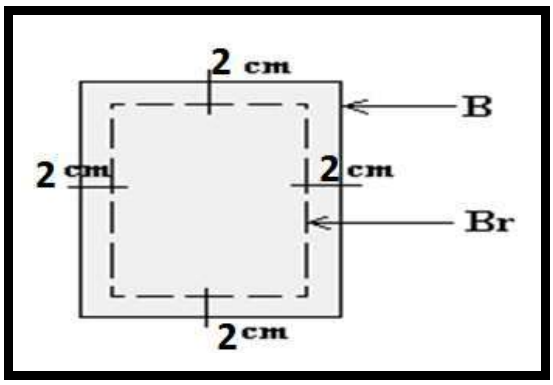


Fig.II.10 : Section réduite du poteau.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\ )$).

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} & \text{pour} \quad \lambda = 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right) & \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \dfrac{L_f}{i}$: c'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0{,}7\ L_0$: c'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$ c'est le rayon de giration.

$i = \dfrac{a}{(12)^{½}}$; $I = \dfrac{a^4}{12}$ (Poteau carré)

II.5.3.Détermination des charges et surcharges:

II.5.3.1. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 30cm$

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		**6eme**	**5eme**	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**RDC**
Dimension du poteau	**b_1 (cm)**	35	35	45	45	40	40	50
	h_1 (cm)	35	35	45	45	40	40	50

II.5.3.2. Calcul des surfaces requises pour le poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est : (D-2).

Qui a une forme carré.

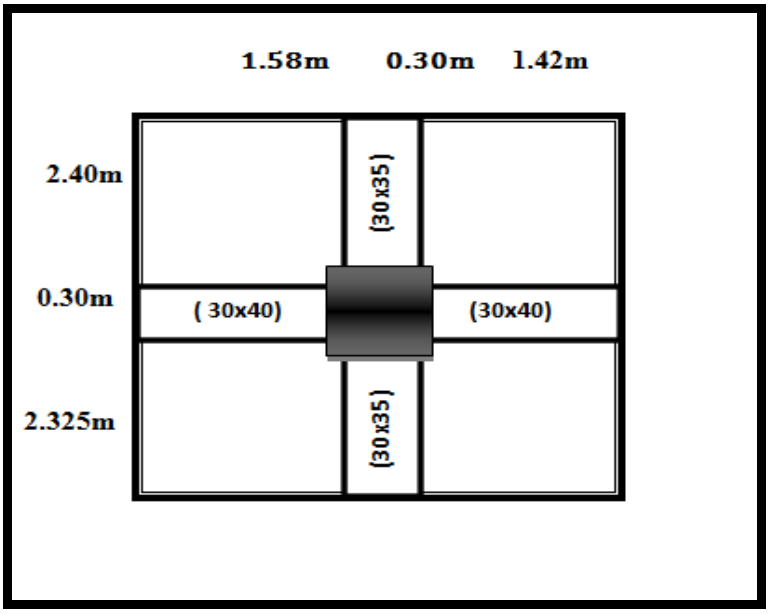


Fig. II.11. Représentation du poteau le plus sollicité

❖ **Surface du plancher revenant au poteau :**

SP= [(1.58 +1.42) x (2.400+2.325)]

SP=14. 175m^2

❖ **Surface totale:**

ST= (1.58+0.3+1.42) x(2.400+0.3+2.325)]

ST=16.582 m^2.

II.5.3.3. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.3.3.a. Charges Permanente :

- $G_{\text{Plancher terrasse}} = S_T \times T_{errasse}$
- $G_{\text{plancher coutant}} = S_T \times G_{\text{Coutant}}$
- $G_{\text{Poteau}} = h \times b \times p$
- $G_{\text{Poutre}} = G_{PP} + G_{Ps}$

$G_{pp} = h \times b \times p$

$G_{Ps} = h \times b \times p$

P : poids de béton (25 KN)

Tableau II. 8. Tableau des charges permanentes.

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
6ème	103.052	9.371	22.05	134.473	**134.473**
5ème	85.050	9.371	22.05	116.471	**250.944**
4ème	85.050	12.24	22.05	119.340	**370.284**
3éme	85.050	12.24	22.05	119.340	**489.624**
2éme	85.050	15.49	22.05	122.59	**612.214**
1er	85.050	15.49	22.05	122.59	**734.804**
RDC	85.050	19.125	22.05	126.225	**861.029**

II.5.3.3.b. Charges d'exploitation :

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.

➢ $$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n) \qquad [3]$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du septième étage :

Tableau II.9. Tableau des charges d'exploitation.

	Q	**(kN)**	$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cum}** **(kN)**
6éme étage	Q0 =	16.582		16.582
5éme étage	Q1=	24.873	1	41.455
4éme étage	Q2=	24.873	0.95	62.840
3éme étage	Q3=	24.873	0.90	83.739
2éme étage	Q4=	24.873	0.85	101.150
1ér étage	Q5=	24.873	0.80	116.074
RDC	Q6=	24.873	0.75	128.510

II.5.3.3.c. Calcul l'effort normaux admissibles :

$$NU_{(adm)} = \alpha\left[\frac{B_r * f_{c28}\,0.9}{0.9 * \gamma_b} + A\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec:

acier :FeE = 400 MPa ; γ_s= 1.15

Béton : f_{c28} = 25MPa

Tableau. II 10. Calcul l'effort normal admissible NU (a dm)

Niveau	B(cm^2)	A=$\frac{B}{1000}$ (cm)	Lf (m)	$\lambda=\frac{Lf}{i}$	A	Br (cm)	Nu(adm)
6eme étage	35x35	1.225	2.142	21.2	0.758	1089	34717.223
5eme étage	35x35	1.225	2.142	21.2	0.758	1089	34717.223
4eme étage	40x40	1.600	2.142	18.5	0.768	1444	46635.408
3eme étage	40x40	1.600	2.142	18.5	0.768	1444	46635.408
2eme étage	45x45	2.025	2.142	16.4	0.777	1849	60408.653
1er étage	45x45	2.025	2.142	16.4	0.777	1849	60408.653
RDC	50x50	2.5	2.142	14.8	0.783	2304	75848.869

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \quad [1]$$

Tableau II.11. Tableau de vérification.

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
6éme étage	134.473	16.582	206.411	227.052	34717.223	Oui
5éme étage	250.944	41.455	400.956	441.052	34717.223	Oui
4éme étage	370.284	62.840	594.143	653.557	46635.408	Oui
3éme étage	489.624	83.739	786.600	865.260	46635.408	Oui
2éme étage	612.214	101.150	978.213	1076.035	60408.653	Oui
1ér étage	734.804	116.074	1166.096	1282.706	60408.653	Oui
RDC	861.029	128.510	1294.404	1423.844	75848.869	Oui

II.5.4. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.12. Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) = 35cm≥ (he/20) ≥ he /20= (3.74 - 0.40)/20=16.70cm	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$ $0.25 < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	Oui

Alors les trois conditions sont satisfaites.

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

II.6. LES VOILES:

II.6.1 Définition :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

II.6. 2.Pré Dimensionnement des Voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99/version 2003, article7.7.1 [1] « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4\ e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

- ✓ L : Porté du voile.
- ✓ e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

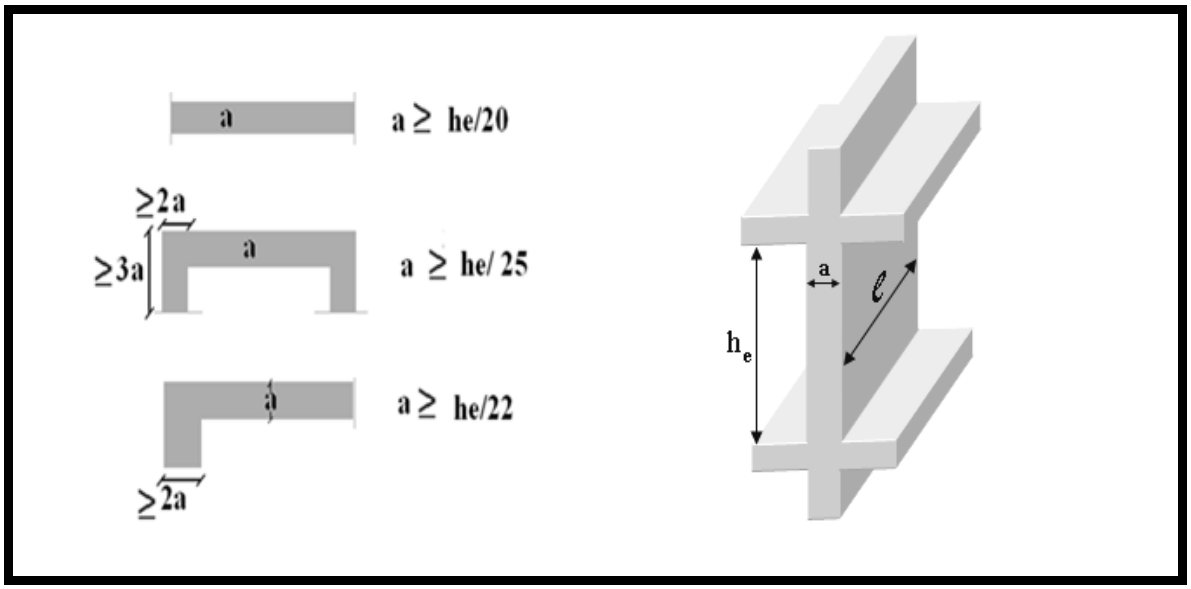


Fig. II.12. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

À partir de la hauteur d'étage h=3.06 m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{25} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \end{cases}$$ Tel que : h e= h – h $_{poutre}$ = 3.06 - 0.40 = 2.66 m (hauteurs libres)

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{25} = 10.64 \\ e \geq \frac{h_e}{22} = 12.090 \end{cases}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = 13.3$$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$a \geq 13.3 \text{ cm}$$

On adoptee: **a = 15 cm.**

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. CALCUL DE L'ACROTERE :

III.1.1Définition

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 KN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

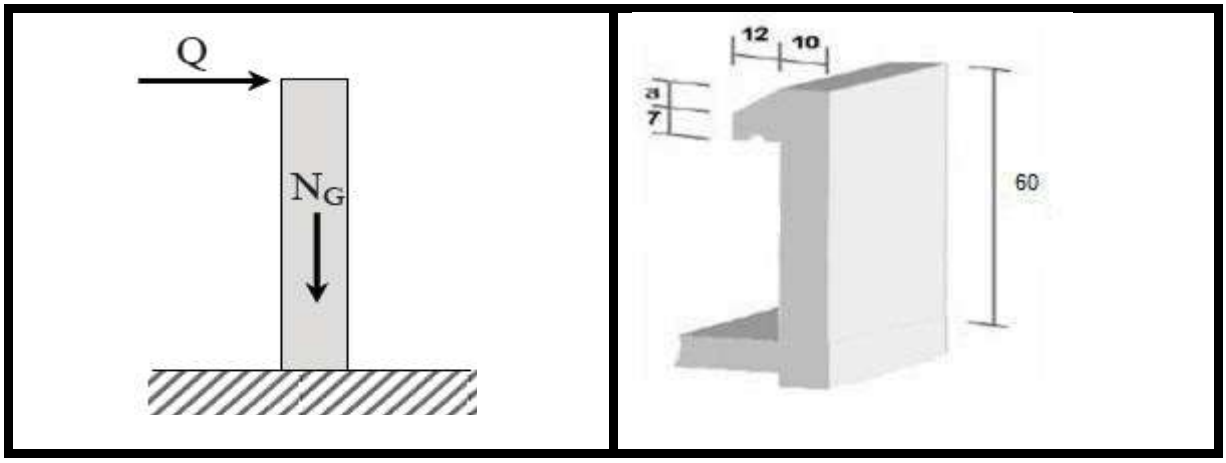


Fig III.1 : L'acrotère

III.1.2. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.3. Calcul des efforts :

Tableau III.2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N_u (kN)	**1,35 * G= 2.369**	**G = 1.755**
Effort tranchant : T_u (kN)	**1,5 * Q = 1.5**	**Q = 1**
Moment d'encastrement : M_u (kN.m)	**1,5 * Q * h ==0.9**	**Q * h = 0.6**

III.1.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3 : Les données

Données			
f_{c28}	**25 Mpa**	**H**	**10 cm**
f_{t28}	**2,1 Mpa**	**D**	**7.5 cm**
f_e	**400 Mpa**	**C**	**2.5 cm**
$\sigma_{b\ adm}$	**14.2 Mpa**	**c'**	**2.5 cm**
$\sigma_{s\ adm}$	**348 Mpa**	**b**	**100 cm**

III.1.4.a. Vérification à l'E.L.U : [2]

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $\mathbf{e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38\ cm}$

On a : $\mathbf{e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

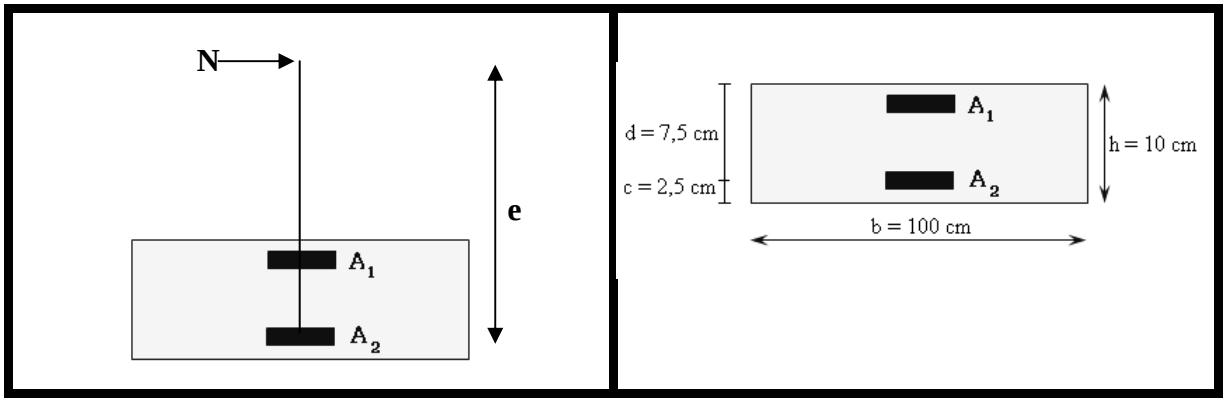


Figure III.2 : Section de B.A à l'ELU.

$\mathbf{e = e_0 + (\frac{h}{2} - C)}$ $\Rightarrow$ **e = 0.405 m**

M1 = N * e $\Rightarrow$ **M1 = 0.96 KN.m**

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)}$ $\Rightarrow$ **μ=0.012**

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370\ cm^2$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.302\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

Condition de non fragilité : [2]

Amin = $\frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000}$ **=1 cm²**

Amin =1 cm²> A **=0.302 cm²** $\Rightarrow$ **A = Amin** = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- **Armatures de répartition : [2]**

On a : $\frac{A}{4} \leq$ **Ar** $\leq \frac{A}{2} \Rightarrow$ **0.50 ≤ Ar ≤ 1.005**

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

- **Espacement: [2]**

St=25 cm ≤ S min =min [3h=30 cm ; 33 cm]=30 cm

S rép=15 cm ≤ S min =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.4.b. Vérification à l'E.L.S : [2]

Données: N_{ser} = 1.755 KN

M_{ser} = 0.6 KN.m

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\mathbf{e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow$ υ1 = 5,073 cm.

υ_2 = h - $\upsilon_1 \Rightarrow \upsilon$ 2 = 4,926 cm.

I = $\frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ I = 8513.68 cm⁴.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **= 1,677 cm.**

Donc : e_0**= 34,19cm>** $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **= 1,677 cm.**

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ **(fissuration préjudiciable)**

Où : $\sigma_b = k.y_1$ **avec** $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

t q y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre**.**

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C) \qquad q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

Application numérique :

$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$\mathbf{0 < y_1 = y_2 + C < h}$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\,2} + 15\left[A'\left(y_1 - c'\right) - A\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 39.61\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa}$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [2]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F< 0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art. 6.2.3)

A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage 2, zone III)

C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)

W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

A=0.25 **; Cp=0.80 ; W_p=** 2.255 **KN.**

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.404 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN} \quad \textbf{…… (Condition vérifié)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

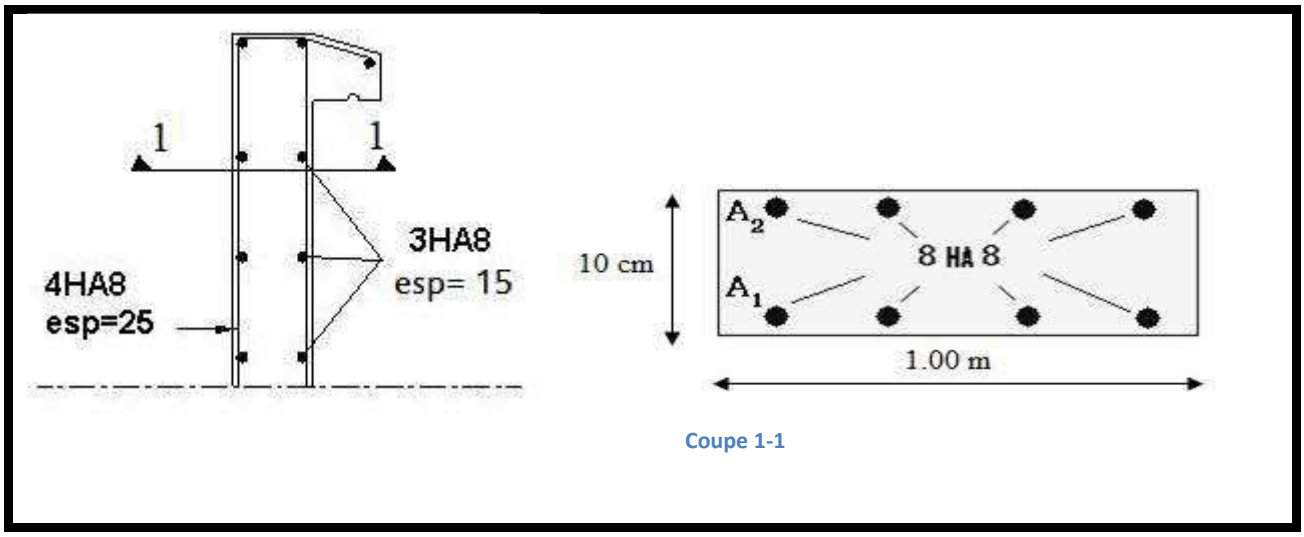


Fig III.3 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2.LES ESCALIER:

III.2.1.Introduction :

Les escaliers sont un élément qui permet le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier droit à deux volées.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

- Le palier : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire (palier

d'arrivée ou palier intermédiaire).

- La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée

- Le jour : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

- La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

- La contre marche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

- L'emmarchement : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- Le collet : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

- La foulée : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

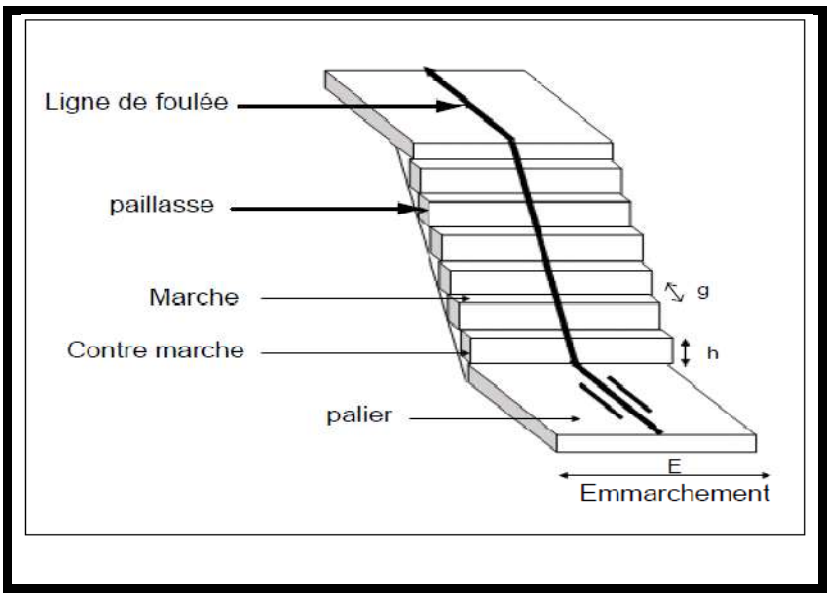


Fig. III.4: Une volée d'un escalier

III.2.3. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit :

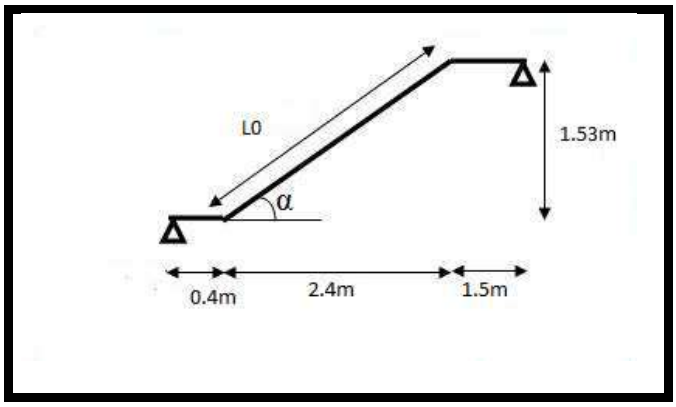


Fig. III.5 : Schéma statique d'une volée d'escalier

-Calcule de L'angle d'inclinaison α :

$$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = 1.53/2.4 \rightarrow \alpha = 32.51$$

-Calcule de longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} \rightarrow L_0 = 2.84\ m$$

Avec :

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

- **Détermination de n, g, h :**

On utilisant la formule de Blondel pour déterminer g, h, n :

Avec:

g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

59cm ≤ g +2h ≤ 66cm

$\mathbf{g = \frac{L}{n-1}}$ **h=** $\frac{H}{n}$

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 66n^2 + (66+2\times H+L)\, n - 2\times H \leq 0 \\ 59n^2 + (59+ 2\times H+L)\, n - 2\times H \geq 0 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1.53m L= 2.4m) Donc

$$\begin{cases} -66n^2+612n-306 \leq 0 \\ -59n^2+60n- 306 \geq 0 \end{cases}$$

8.7 <n<9.72

Donc on prend **: n=9**

Nombre de marches **: n -1 = 8**

Nombre de contremarches **: n=9**

Hauteur de la contremarche **: h=17cm**

- **Largeur de la marche :**

$\frac{L}{n-1} = \frac{2.4}{9-1}$**=30cm**

- **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volés:

$L_T=\sqrt{(153)^2+(240)^2}+40+150$ =474.620 cm

Dans le cas d`une dalle portant sur deux cote on a :

$\frac{L_{total}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{total}}{30}$

13.560cm$\leq e_p \leq$ 15.82cm

On adoptee: e_p = 17 cm.

III.2.4. Evaluation des charges et surcharges : [3]

III.2.4.a. Charges permanents :

Tableau III .4 : charge permanente de paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre de la paillasse	0.17/Cos α	25	5.039
Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			8.904

Tableau III.5 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier

Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (k N /m3)	Poids surfacique (k N/m2
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.17	25	4.25
Enduite en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			5.99

III.2.4.b. Surcharge d'exploitation:

Q =2.5kN/m^2

III.2.5. Détermination des sollicitations:

E.L.U:

P_u= 1.35G + 1.5Q

E.L.S :

P_{ser} = G+Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.6. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	Pser (KN/ml)
Palier	**5.99**	**2.5**	**11.836**	**8.49**
Paillasse	**8.904**	**2.5**	**15.770**	**11.404**

III.2. 6.Détermination des efforts:

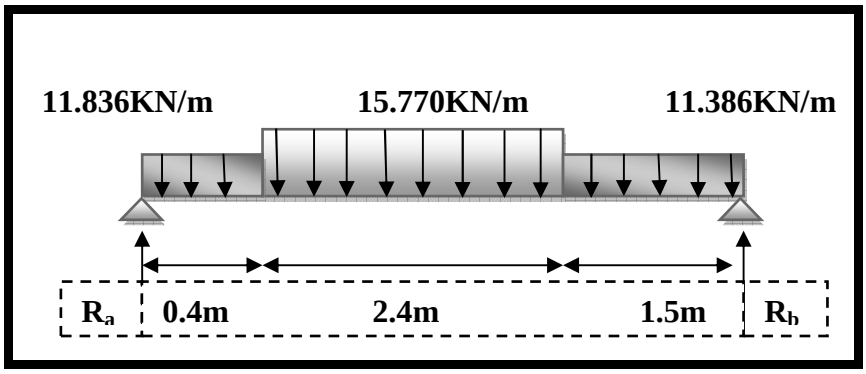


Fig. III.6. Chargement dans l'escalier à l'ELU.

a)L'ELU :

$\sum F = 0$

$Ra+R_b= (15.770 \times 2.4)+ (11.836 \times 1.5) +(11.836 \times 0.4)$

Ra+Rb= 60.336KN

$\sum M/_A =$

$R_b \times 4.3 = 11.836 \times 1.5(1.5/2+2.8) +15.770 \times 2.4 (2.4 /2 +0.4)+11.836(0.4^2 /2)$

R_b=28.960KN ; R_a=31.375 KN.

(0 ≤ x ≤ 0.4) :

Moment fléchissant : $M(x) =31.375x–11.836x^2/2$

Effort tranchant: T(x)= 31.375–11.836x

M (0)= 0 KN .m ; T (0)= 31.375KN

M (0.4) =11.603KN.m ; T (0.4) = 26.640KN

(0 ≤ x ≤ 2.4) :

Moment fléchissant : $M(x) =31.375(0.4+x)-11.836x \ 0.4(0.4/2+X)-15.770x^2/2$

Effort tranchant : T(x)=26.640-15.770x

M (0)=11.603KN.m ; T (0) =26.640KN

M (2.4)= 30.122KN.m ; T (2.4)=-11.208KN

T(x) = 0 ⟶ 26.640 -15.770x= 0 ⟶ x =1.689m

M(1.688) = 34.105KN.m

Mt = 0.85 × 34.105 = 28.989 KN .m

Ma = 0.5 × 34.105=17.052KN.m V (x)=31.375 KN

0≤x≤1.5 :

$M(x)=28.960X-11.836X^2/2.$

T(x)=-28.960+11.836X

M(0) = 0K N.m , M (1.5)=30.122KN.m

T(0) =-28.122kN , T (1.5) =11.206KN

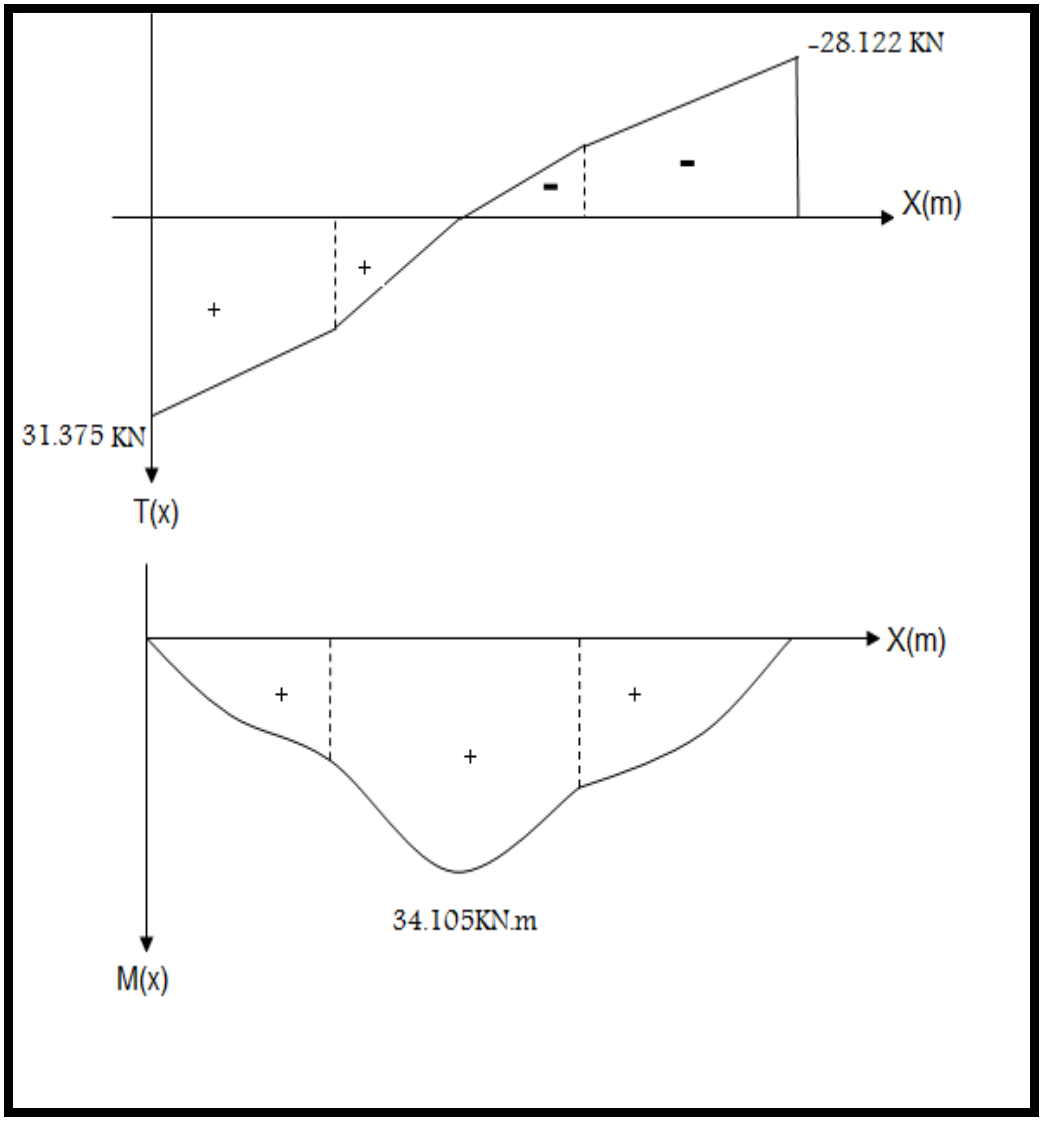


Fig. III.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants dans l'escalier à l'ELU

b) l'ELS :

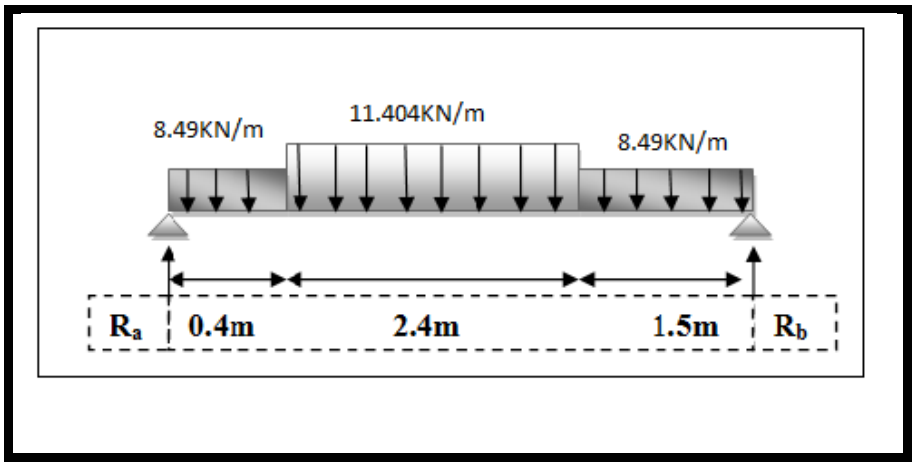


Fig. III.8. Chargement dans l'escalier à l'ELS.

$\sum \boldsymbol{F} = 0$

$R_a+R_b= (8.49 \times 0.4) + (11.404 \times 2.4)+(8.49 \times 1.5)$

$R_a+R_b= 43.500kN$

$\sum \boldsymbol{M}/A= 0$

$R_b. 4.3= 8.49 \times 1.5(1.5/2+2.8)+11.404 \times 2.4(2.4/2+0.4)+(8.49 \times 0.4^2/2)$

$R_a =22.644$et $R_b = 20.856kN$

(0 ≤ x ≤0.4) :

Moment fléchissant : $M(x) = 22.644x–8.49\boldsymbol{x^2}/2$

Effort tranchant: $T(x) = 22.644–8.49X$

M (0) = 0 KN. M ; T (0) = 22.644kN

M (0.4) =8.378kN.m ; T (0.4) = 19.248kN

(0 ≤ x ≤2.4) :

Moment fléchissant : $M(x) = 22.644(0.4+X)-8.49 \times 0.4x(0.4/2+X)-11.404X^2/2$

Effort tranchant : $T(x)=19.248-11.404X$

M (0) = 8.378KN.m ; T (0) =19.248KN

M (2.4) = 21.730kN.m ; T (2.4) = -8.121K*N*

T(x) = 0 ⟶ 19.248-11.404X = 0 ⟶ X= 1.687

M (1.687) =24.622KN.m

Mt = 0.85 × 24.622 = 20.928KN.m

Ma = 0.5 × 24.622= 12.311KN.m

0≤x≤1.5

$M(x)=20.856X-8.49X^2/2$

T(x)= -20.856+8.49X

M(0)=0KN ; T(0)=-20.856KN

M(1.5)=21.732 KN ; T(1.5)=-8.121KN

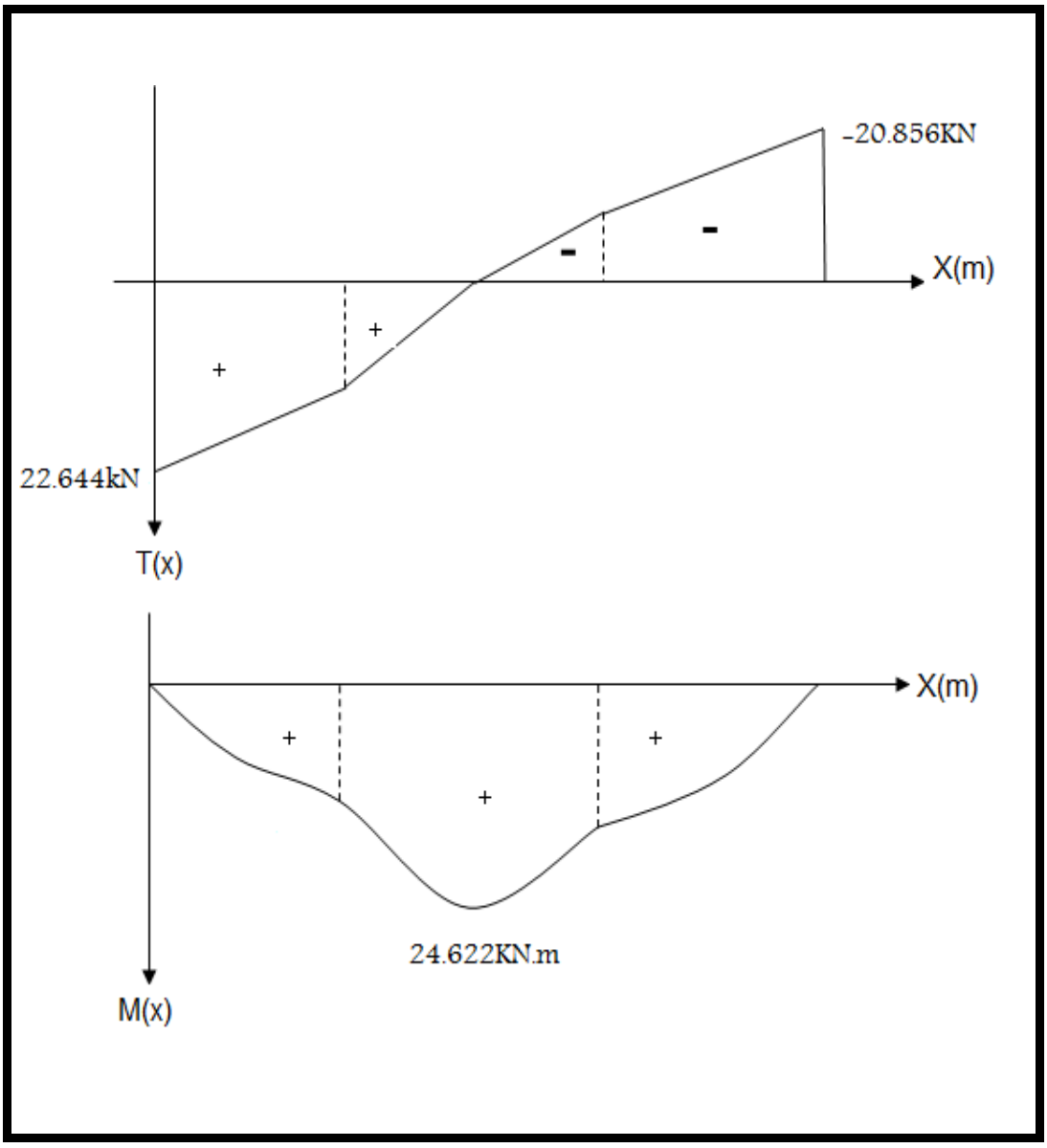


Fig. III.9. Diagramme des moments et des efforts tranchants dans l'escalier à l'ELS.

III.2.7. Ferraillage des escaliers :

Tableau III.7 : les données

Béton	f_{c28} = 25 Mpa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 Mpa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	**M**	**B**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	28.989	0.097	0.948	5.83	0.00	4HA14=6.15
En appuis	17.052	0.057	0.970	3.48	0.00	4HA12=4.52

III.2.7.a. Condition de non fragilité : [2]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 6.15\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} 1.70\,cm^2$ **(c.v)**

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ **(c.v)**

III.2.7.b. Les armatures de répartition : [2]

Tableau III.9 : Les armatures de répartition.

	A_x (cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.537$	4 HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.130$	3 HA 8 = 1.50cm²

III.2.7.c. Vérification de l'espacement : [2]

Tableau III.10 : Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=15cm≤min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm≤ min[4h=68cm;45cm]=45cm	St=30cm≤min[4h=68cm;45cm]=45cm

III.2.7.d. Vérification de l'effort tranchant : [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{31.375\times10^3}{1000\times145} = 0.216\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\ ;\ 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.216\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$$ **(c.v)**

III.2.7.e. Vérification à l'E.L.S : [2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15\ \text{MPa}$$

Tableau III.11 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**6.15**	**4.52**
M_{ser} (kN.m)	**20.928**	**12.311**
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.331$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.807$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=12247.406$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=9591.462$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=7.400**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.886**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.2.7.f. Vérification de la flèche : [2]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{474.620} = 0.035 \geq \frac{28.989}{20 \times 34.105} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{100 \times 14.5} = 0.0042 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ **:**

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

Pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3}E_i \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$$

- **Détermination de l'axe neutre:**

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15} = 9.205\text{cm}$$

- **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I_0 = b/3\left[y^3+(h-y)^3\right]+15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 44373.024cm^4$$

Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	**M (KN.m)**	**P**	**σs (MPa)**	**M**	**y (cm)**	**I_0 (cm^4)**
6.15	20.928	0.0042	269.752	0.445	9.205	44373.024
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
15134.984	25825.569	9.684	17.026	7.342	9.492	Oui

III.2.8.Etude de la poutre palière

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.2.8.1Pré dimensionnement :

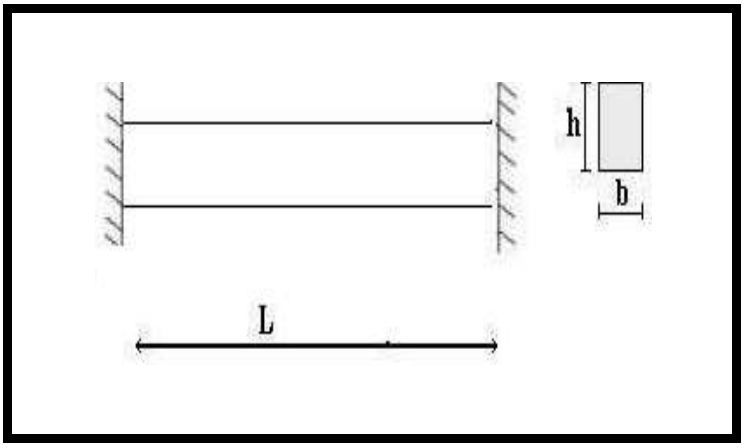


Fig .III.10 : Dimensionnement de la poutre palière.

Avec :

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

(Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]

0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

h ≥ 30cm ; b ≥ 20 cm ; h/b ≤ 4 ; $b_{max} \leq 1.5+b$…….. [2]

Tableau III.13 : pré dimensionnement de poutre palière.

Poutre palière	
Conditions de résistance	**L_{max}= 3.40 m ⇒ 22.6cm ≤ h ≤34cm** **on adopte h = 30 cm** **⇒ 9cm ≤ b ≤21cm** **on adopte b = 30cm**
Vérification selon le RPA 99	**h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm** **h/b=1**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	**(h/L=0.0882) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)**
Conclusion	**h = 30cm ; b = 30 cm**

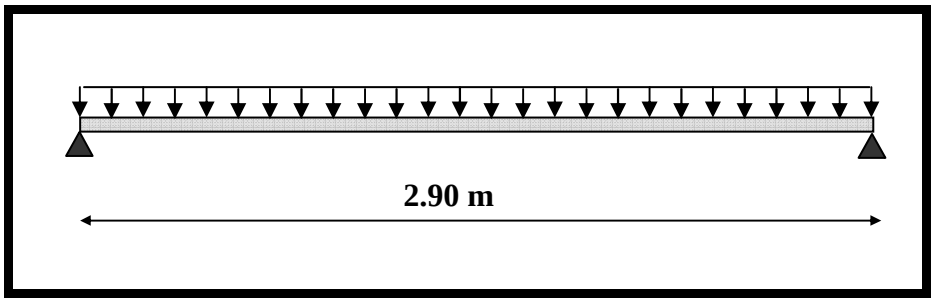


Fig .III.11 : un schéma statique de poutre palier.

III.2.8.3 : Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $p_p = (0.30 \times 0.30) \times 25$ ➔ $p_p = 2.25 KN/m$

Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 31.375 KN$, $Rs = 22.644 KN$

Poids du demi-mur ➔ **Pm=** $p_p = 1.53 \times 2.52$ **= 3.855KN/m**

G_T=3.855+2.25=6.105KN/m

P_u=1.35G_T +2R_u/L ➔ P_u=29.879KN/m

P_s = (G_T+2R_S/L) ➔ P_s=21.693 KN/m

III.2.8.4 : Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau III.14 : Les efforts agissants sur une poutre palière.

Niveau	R_A (kN)	Ma (kN/m)	M t(kN/m)
ELU	43.324	20.940	10.470
ELS	31.454	15.203	7.601

Tableau III.15: les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 Mpa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

Tableau III.16 : Ferraillage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	10.470	0.032	0.983	1.112	0.00	3HA12=3.39
En appuis	20.970	0.065	0.966	2.26	0.00	3HA12=3.39

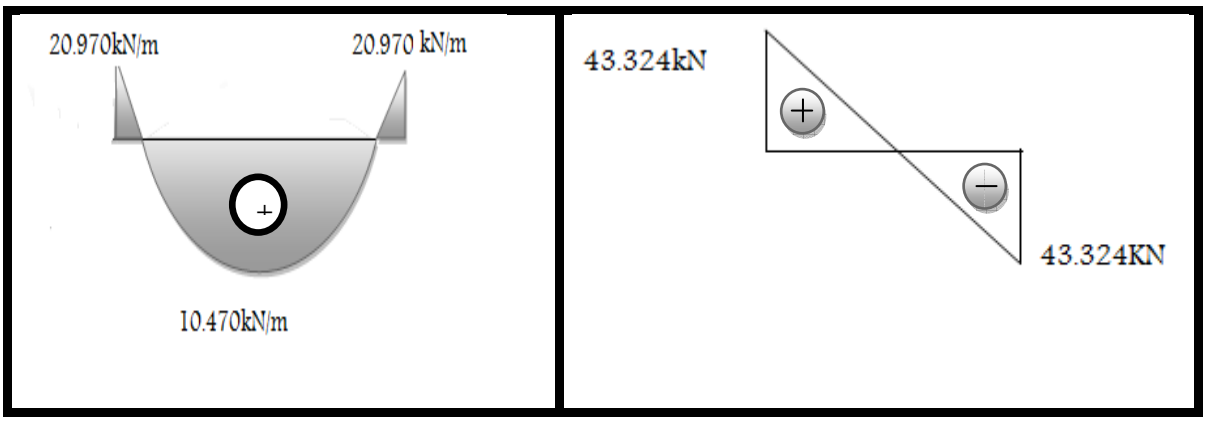


Fig.III.12. Diagramme des moments et des effort tranchants dans le poutre palier à l'ELU.

III.2.8.5.a Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ **(c.v)**

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ **(c.v)**

III.2.8.5.b : Vérification de l'effort tranchant : [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{43.324 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.525MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;\,5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 0.525\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ **(c.v)**

III.2.8.5.c : Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2\,; 0.9d] = \text{Min}[25.5\text{cm}; 24.75\text{cm}] = 24.75\text{cm}$$

$$V_u = 43.324\ \text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 247.5 = 495\text{KN} \quad \textbf{…..(c.v)}$$

III.2.8.5.d. Vérification au voisinage de l'appui: [2]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 43.324 \times 10^3}{300 \times 247.5} = 1.166 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \quad \textbf{…….(c.v)}$$

$$A = 3.39\ \text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 43.324 \times 10^3}{400} = 1.245\ \text{cm}^2 \quad \textbf{…..(c.v}$$

III.2.8.5.e Armatures transversales: [2]

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.857\ \text{cm}\,;\ \varphi_l = 16\ \text{mm}; \frac{b_0}{10} = 3\ \text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.86\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\ \text{cm}^2$$

Donc on adoptera: A_t = 2 Ø 8 = 1 cm².

III.2.8.5.f : Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S_t} = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\ \text{cm}\,; 12\varphi_t = 9.6\ \text{cm}\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S_t} = 7.5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S_t} = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\ \text{cm}^2$

$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\ \text{cm}^2$

$S_t < \overline{S_t}$

Pour la zone courante A < A_{min} , donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \qquad \textbf{[1]}$$

Avec : k = 1 (flexion simple**)**

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003$ **…(c.v)**

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \geq \frac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003$ **…(c.v)**

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} \qquad \textbf{[1]}$$

Zone nodale: $A_t = 2\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15\text{cm}^2$ **…(c.v)**

Zone courante: $A_t = 2\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,\text{cm}^2$ **….(c.v)**

III.2.8.5.g: Vérification à l'E.L.S : [2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$

Tableau.III.17 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**3.39**	**3.39**
M_{ser} (kN.m)	**7.601**	**15.203**
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 25515.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 25515.78$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	**15**	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=2.57**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=5.14**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

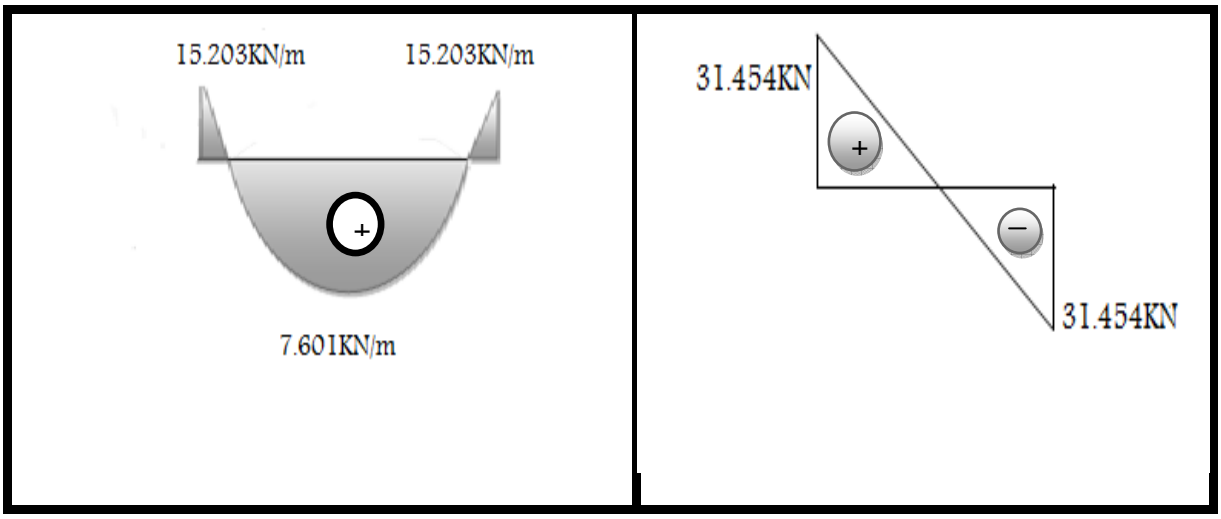


Fig. III.13. Diagramme des moments et des effort tranchants dans le poutre palier à l'ELS

III.2.8.5.h: Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

Tableau.III.18 : Vérifications préliminaires de la flèche.

1ere condition	**2eme condition**
$h/L \geq M_t/(10\ Mo)$	$\rho \leq 4.2/f_e$
$h/L = 0.3 / 2.9 = 0.103$ $M_t/(10\ Mo)=7.311/(10*21.933)=0.033$	$\rho=A/(b_o*d)=3.39/(25*275)=0.0004$ $4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01$
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

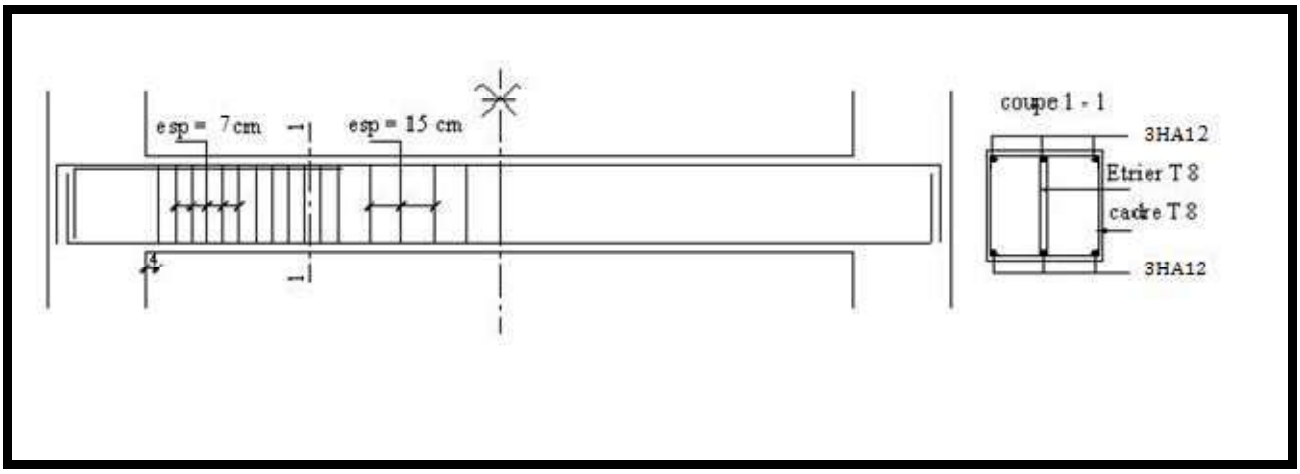


Fig. III.14 : ferraillage de la poutre palière.

III.3 LES PLANCHERS :

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction et transmettent les charges des bâtiments aux éléments porteurs.

Ils assurent également la protection contre l'incendie.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.3.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

-Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

-Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé surplace).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

-La dalle de compression.

-Les poutrelles

III.3.1. 1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm [2]

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm [2]

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad [2]$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow A_t \geq 0.5\ cm^2/m.l$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$ [2]

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5,et un espacements 20cm x 20 cm.

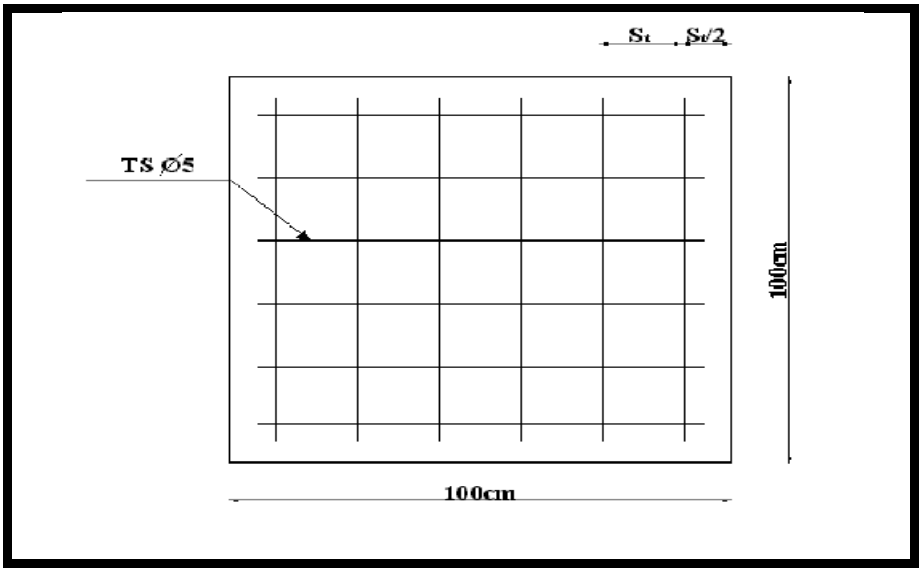


Fig. III.15 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.1.2: Les poutrelles :

III.3.1.2.1 .Dimensionnement des poutrelles :

$B_0=L_0$ - b=65-53=12 cm : largeur de la poutrelle.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associe a des poutres

Continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (Te) en travées;

- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

III.3.1.2.2. calcul avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

-son poids propre.

-le poids de corps creux (entrevous).

-une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de1 KN ou (0.5*L)KN, qui représente le poids de ouvrier.

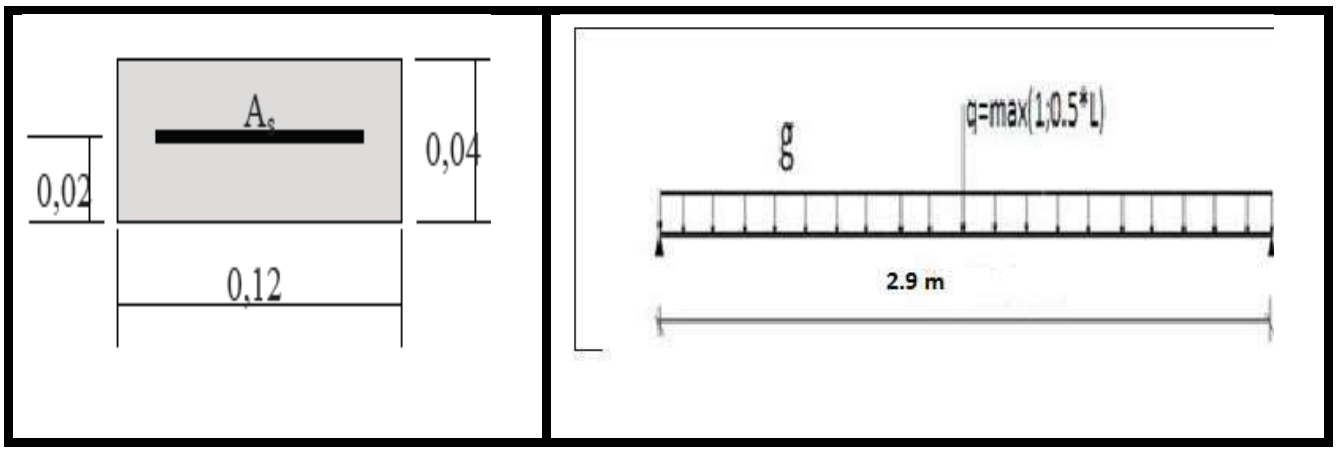


Fig. III.16 : schématisation de la poutrelle avant coulage.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12x4 cm^2

Tableau III.19. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Travée L (m)	**Q(KN)**	**G(KN/ml)**	
3.46	1.73	**Poids de poutrelle**	**Poids de corps creux**
		0.12x0.04x25=0.12	0.65x1=0.65
		0.77	

Tableau III.20 : calcule es moment

M_G(KN.m)	M_Q (KN.m)	M_u (KN.m)
$\frac{Gl^2}{8} = 1.152$	$\frac{Ql}{4}$=1.496	1.35MG +1.5MQ=3.800

$$u = \frac{M_u}{\sigma_{b\ b\ d^2}} = \frac{3.800*10^6}{14.2*120*20} = 5.575 \geq \mu_{MAX} = 0.392$$

Cette valeur de **μ=5.575** sort du domaine de la flexion simple; en plus la poutrelle

Dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où: instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon à éliminer le risque de déformation.

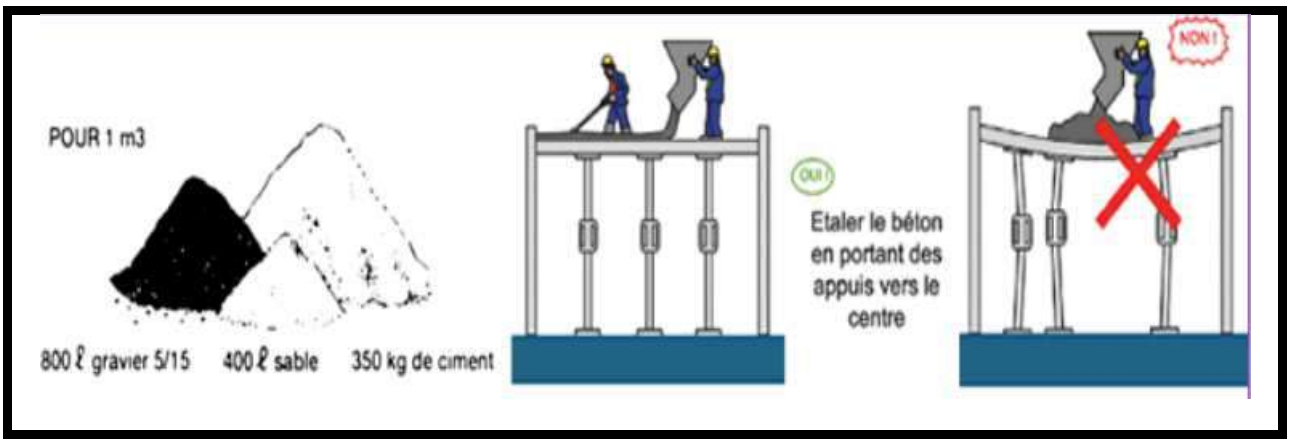


Fig.III.17 : Choix de disposition des étaiements.

❖ **.Calcule des étaiements :**

a).Pour un seul étai au milieu :

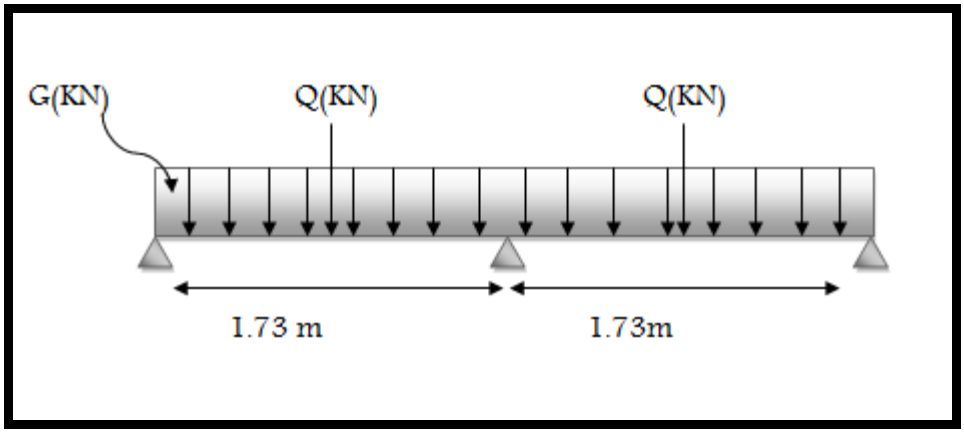


Fig.III.18. Poutrelle avec un seul étaie

Q=Max {1KN; 0.5 l KN}

Tableau III.21 : les valeurs pour seul étai

L poutrelle(m)	Q	G	M_Q	M_G	M_U	μ	μ_{Max}	vérif.
1.73	1	0.77	0.288	0.432	1.037	0.676	0.392	c.n.v

La condition nom vérifié alors on ajoute un autre étai

b).Pour deux étais :

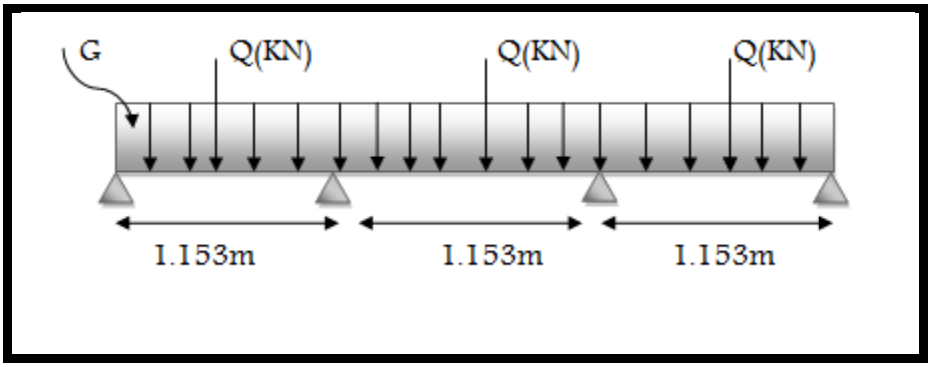


Fig. III.19. Poutrelle avec deux étais

Tableau III.22 : les valeurs pour deux étais

L poutrelle	Q	G	M_Q	M_G	M_U	μ	μ_{Max}	vérif.
1.153	1	0.77	0.128	0.288	0.605	0.394	0.392	c.n.v

Le condition nom vérifié alors on ajoute troisième étai

c).Pour trois étais :

Tableau III.23 : les valeurs pour trois étais

L poutrelle(m)	Q	G	M_Q	M_G	M_U	μ	μ_{Max}	vérif.
0.865	1	0.77	0.072	0.216	0.421	0.274	0.392	c.v

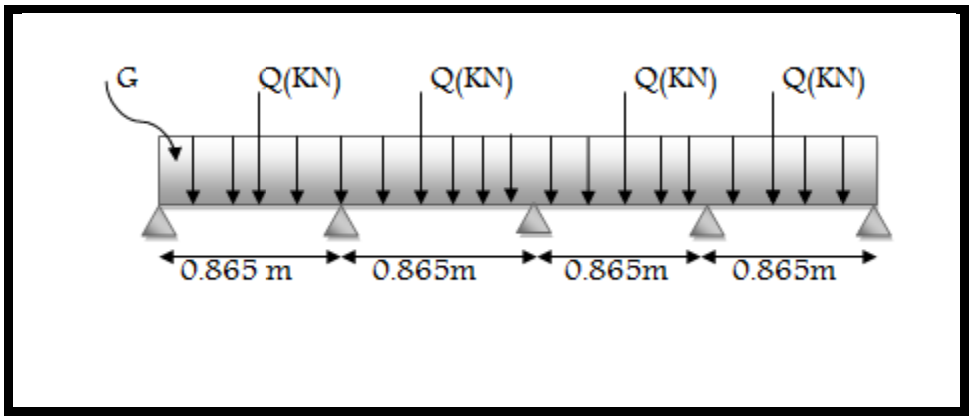


Fig. III.20. Poutrelle avec trois étais

Conclusion :

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 90 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.1.2.3.Après le coulage :

III.3.1.2.3.a. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III 24:évaluation des charges et surcharge.

Plancher	Terrasse	Courant
Charge permanente G(KN/m^2)	7.27x0.65=4.725	6x0.65=3.90
Surcharge d'exploitation (KN/m^2)	1x0.65=0.65	1.5x0.65=0.975
P_u=(1.35G+1.5Q)	7.353	6.727
P_s= (G+Q)	5.375	4.875

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte un seul type de poutrelles qui est le plus sollicité

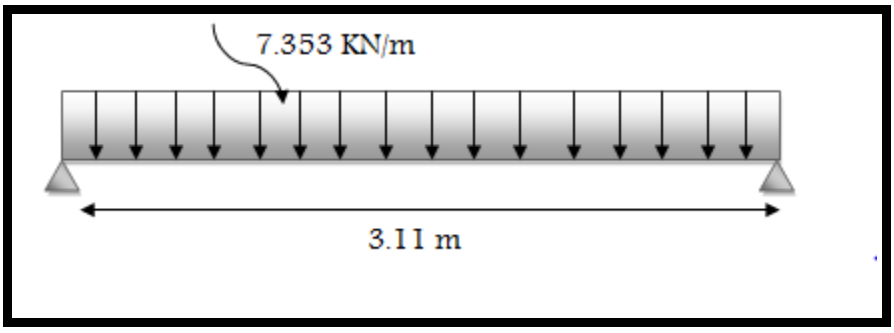


Fig.III.21 : Charges revenant aux poutrelles.

III.3.1.2.b. Méthodes de calcul

b.1. Méthode forfaitaire : [2]

b.1.1.Domaine d'application :

On applique la méthode forfaitaire c'est les quatre conditions suivante a était vérifier:

- La surcharge d'exploitation(Q) ne doit pas dépasser le double de la charge permanente ou bien 5KN/m^2:

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- **2-**Les moments d'inertie des sections transversaux sont les même dans les différentes travées en continuité
- 3-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\mathbf{0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25}$$

- 4-Fissuration non préjudiciable.

b.1.2. Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

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

$$M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \text{ ---------- Poutre à deux travée} \\ M_a \geq 0.5M_0 \text{ ---------- Appuis voi sin desappuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \text{ ---------- Appuis int ermédiaire s.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \text{ ---------- Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w;Me**) :** Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$ appuis de rive
- $M=0,6M_0$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- M=0,4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

Les quatre conditions son vérifié alors la méthode forfaitaire applicable.

b.1.3 Poutrelle a deux travées :

1).ELU:

Tableau III.25: récapitulation des résultats pour deux travées(ELU).

Travée	Pu	L(m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (KN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7,353	3,14	9,063	5,891	1,812	5,438	11,546	10,391	-12,701
B-C	7,353	.,46	11,005	7,153	6,603	2,201	12,723	13,995	-11,450

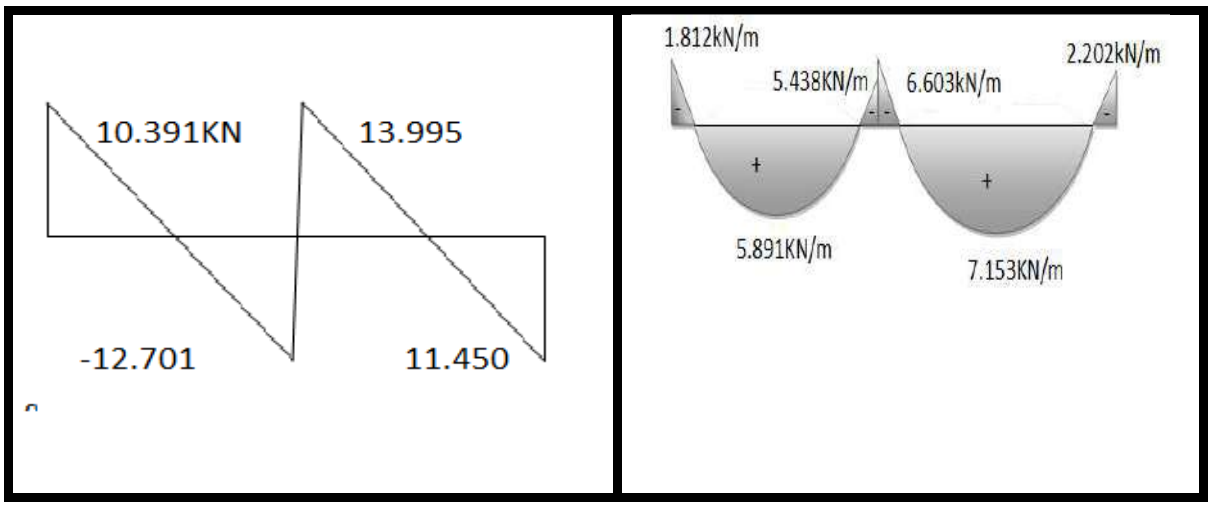


Fig.III.22. Diagramme des moments et des efforts tranchant de la poutrelle a deux travées à l'E.L.U

2).ELS:

Tableau III.26:récapitulation des résultats pour deux travées(ELS).

Travée	Ps	L(m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	5,375	3,14	6,625	4,306	1,325	3,975
B-C	5,375	3,46	8,044	5,228	4,826	1,608

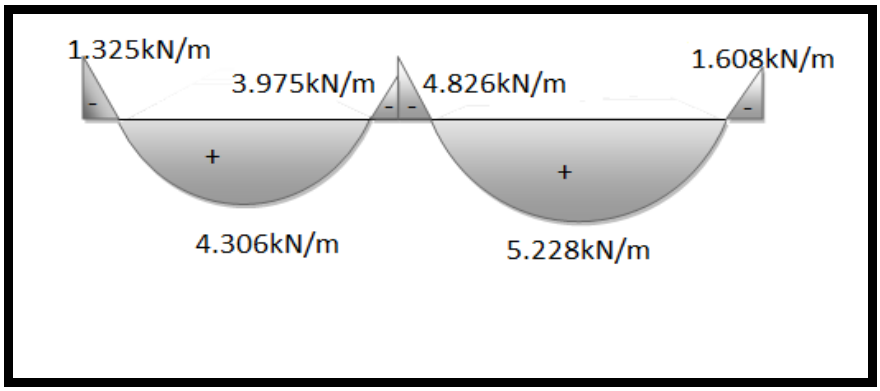


Fig. III.23. Diagramme des moments de la poutrelle a deux travées à l'E.L.S

b.1.4. Poutrelle a trois travées:

- **ELU:**

Tableau.III.27 : récapitulation des résultats pour trois travées(ELU).

Travée	Pu	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7,353	3,14	9,063	6,344	1,812	4,531	11,546	10,680	-12,412
B-C	7,353	3,46	11,005	6,053	5,502	5,502	12,723	12,723	-12,723
C-D	7,353	2,96	8,054	5,638	4,027	1,610	10,884	11,700	10,068

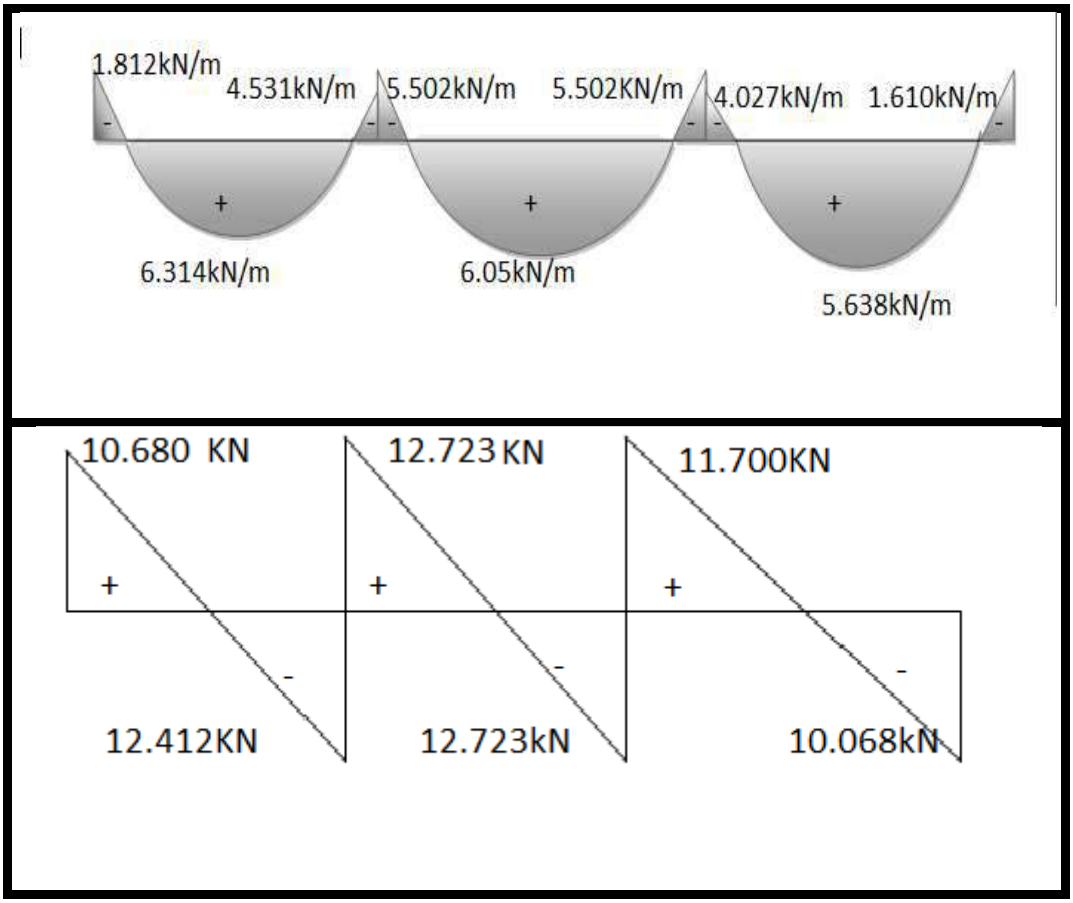


Fig.III.24. Diagramme des moments et des efforts tranchant de la poutrelle a trois travées à l'E.L.U

- **ELS:**

Tableau III.28: récapitulation des résultats pour trois travées(ELS).

Travée	Ps	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5,375	3,14	6,625	4,637	1,325	3,312
B-C	5,375	3,46	8,044	4,424	4,022	4,022
C-D	5,375	2,96	5,887	4,121	2,943	1,177

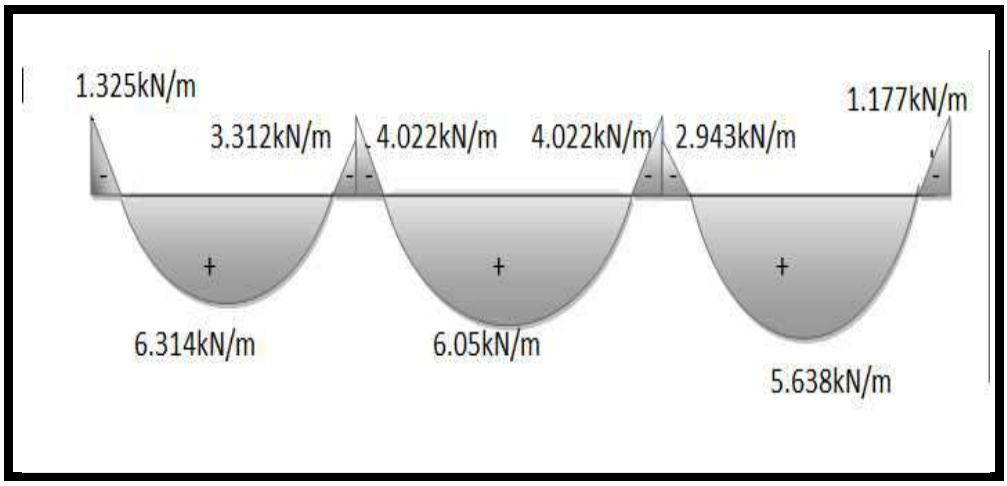


Fig.III.25. Diagramme des moments de la poutrelle a trois travées à l'E.L.S

b. 1.5).Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Référence : Poutrelle à 2 travées

Tableau III.29: Récapitulation des résultats.

	ELU			ELS	
Sollicitation	M_a	M_T	T_{max}	M_a	M_T
	6.603	7.153	12.723	4.826	5.228

III.3.1.3.Calcule de ferraillage:

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire.

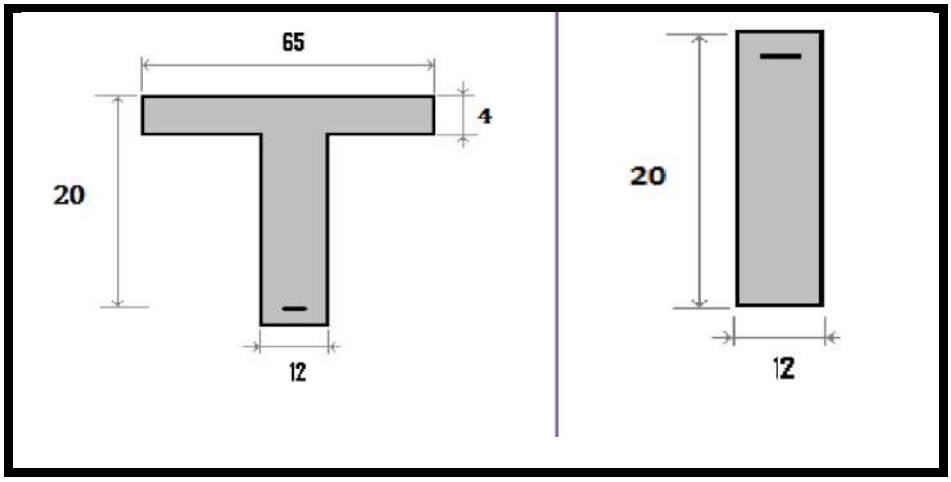


Fig. III .26: les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III. 30: calcule des armatures.

		En travée	En appuis
ELU	M_U	7.153	6.603
	M_0	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))=59.07$ $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.023	0.119
	μ_L	0.392	0.392
	$\mu \leq \mu_L$	c.v	c.v
	β	0.988	0.936
	$A_{calcul}(cm^2)$	1.15	1.12
	$A_{Choisis}(cm^2)$	3HA10=2.35	2HA10=1.57
	B/1000	1.3	0.24
	A≥B/1000	c.v	c.v
ELS	M_{ser}	5.228	4.826
	$\sigma_{b(adm)}$(MPa)	15	15
	$Y(cm^2)$	2.361	2.685
	$I_G(cm^4)$	8293.29	5943.030
	K	0.068	0.068
	σ_b	0.182	0.182
	$\sigma_{b(adm)} \geq \sigma_b$	c.v	c.v

Après avoir fait les calcules nécessaires en flexion simple, les résultats sont:

Tableau III.31 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En appui	En travée
	2HA 10=1.57	3HA 8=1.50

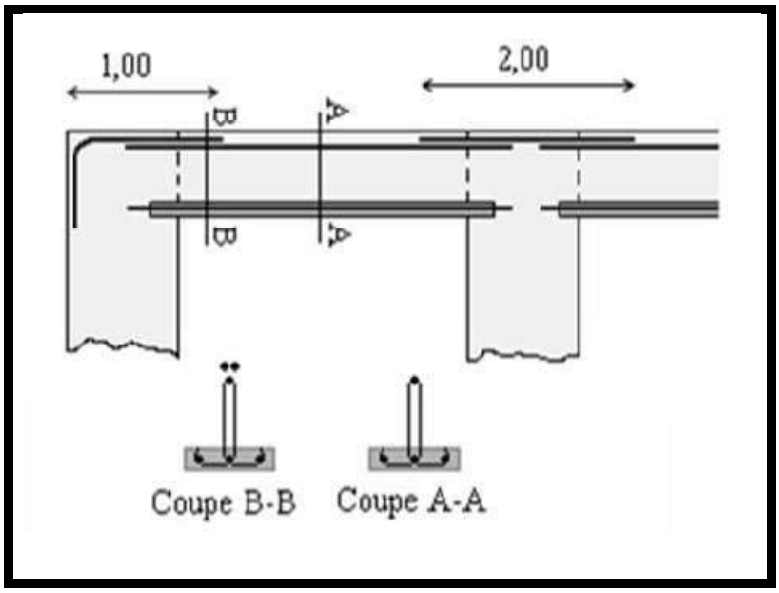


Fig. III. 27 : Disposition constructive des armatures.

III.3.1.3.a. Armatures transversales :

$\phi_t \leq \left\{\frac{h}{35} = 5.71, \frac{b_0}{10} = 12, \phi_1 = 10mm\right\}$=5.71mm

On adoptee: ∅=6 mm

$\mathbf{a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}}$ **=0.28 cm²**

$A_t = n \cdot a_t$ (n=2)

A_t=0.56cm²

- **Espacement :**

$\mathbf{S_t \leq} \text{Min}\begin{cases} 0.9d \\ 40cm \end{cases}$ **on adoptee: S_t=15 cm²**

$\mathbf{A_{t\ min}} \leq 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ cm^2$

- ✓ $A_{t\ min}$=0.54 cm^2≤A_t=0.56 cm2 …….. **condition vérifié.**

On doit vérifier cette condition :

- ✓ $\frac{A_t}{b_0 . s_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.03 k f_{t28}}{0.9 f_e [cos\alpha + sin\alpha]}\right)$ **0.003 ≥ 0.0018 ……. condition vérifié.**

Avec:

$$-\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.723 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.589 \text{ Mpa}$$

-K=1 (flexion simple) et la fissuration est peu nuisible.
-α=90° Pour les armatures transversales.

Tableau III.32. Armatures transversales des poutrelles.

Armatures transversales	Espacement
2Ø6	15cm

III.3.1.3.b. Vérification au cisaillement : [2]

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire. On doit vérifier que :

On doit vérifier d'abord : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **[2]**

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Max}}{b_0\ d} = \frac{12.723 * 10^3}{120 * 180} = 0.589 \text{Mpa}$$

- ✓ $\bar{\tau}_u$=0.589 Mpa ≤ τ_u =3.33 Mpa ……..condition vérifié

III.3.1.3.c. Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4(\frac{fc28}{1.5})b_0.a$

a=Min[b−c−2=98mm;0.9d=162mm]=98mm

$0.4\ (\frac{fc28}{1.5})b_0.a = 0.4(\frac{25}{1.5})\times 120\times 98\times 10^{-3} = \mathbf{78KN}$

Vu=12.723 kN≤78.4 kN …….. Condition vérifié

III.3.1.3.d. Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1) $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{22.5}\ \frac{20}{346} = 0.057 \leq \frac{20}{22.5.346} = 0.044$ ⟶ **……. Condition non vérifié**

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}\frac{20}{346} \geq \frac{1}{15}\times\frac{7.153}{11.005} = 0.043$ ⟶ **……. Condition vérifié**

3) $\frac{A}{b.d} \geq \frac{3.6}{fe}$; $\frac{1.50}{12*18} = 0.0069 \geq 3.6/f_e = 0.09$ ⟶ **……. Condition non vérifié**

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}692cm \qquad (L < 5{,}00\ m)$

f_i**:** La flèche due aux charges instantanées.

f_v**:** La flèche due aux charges de longues durée.

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

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

σ_s**:** Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs] :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1{,}1I_0}{1+0{,}4\lambda_v\mu}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.33 : récapitulation des résultats de la flèche.

A (cm^2)	**M (KN.m)**	**ρ**	**σ_sMPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I (cm4)**
1.50	5.228	0.0069	93.856	0.52	10.20	69421.867
I_{fi}(cm4)	**I_{fv}(cm4)**	**F_i (mm)**	**$F_{v(}$mm)**	**Δ_F(mm)**	**F_{adm}(mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
26397.971	43459.782	0.737	1.343	0.606	0.669	C.V

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

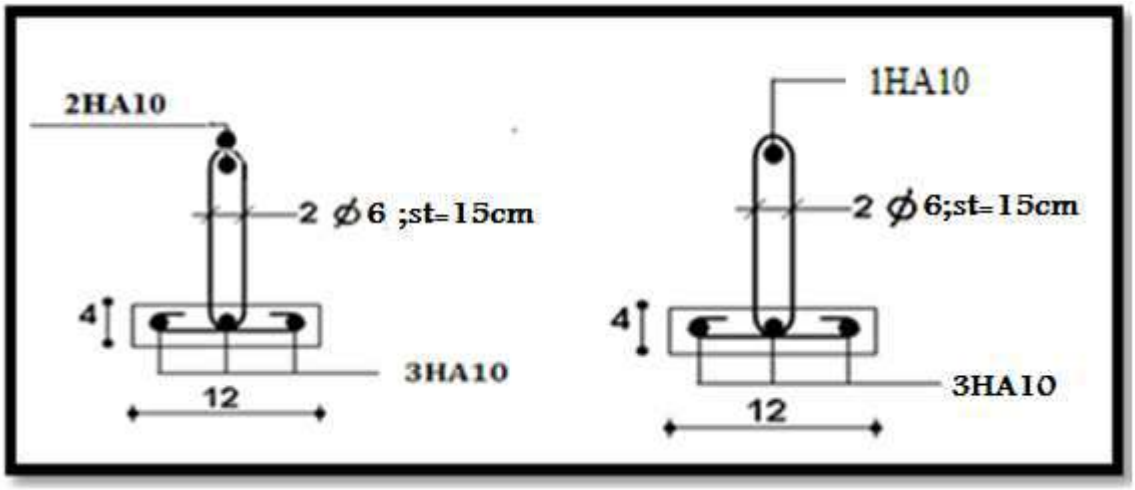


Fig. III. 28 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

III.3.2.Dalles plaines :

On distingue un seul type des dalles plaines les quatre encastré de trois coté et ont la même largeur Lx=1.75m

Alors on adopte le moment défavorable de la dalle de longueur Ly=5.26m

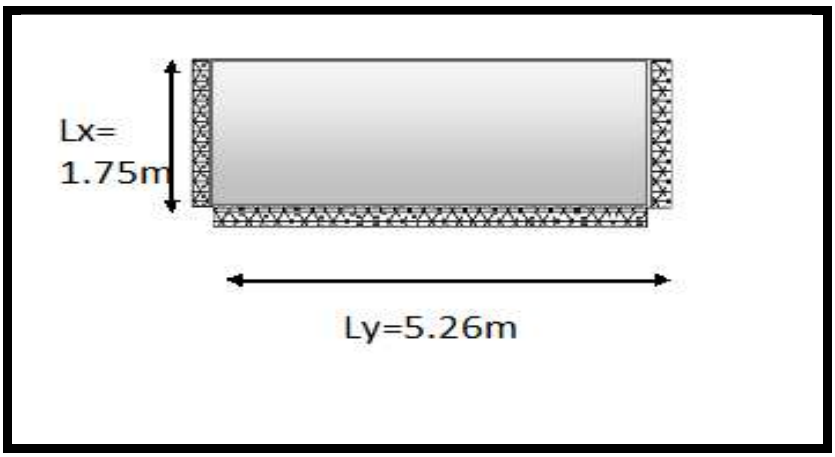


Fig. III. 29 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.

III.3.2. 1Exposé de la méthode de ligne de rupture : [2]

III.3.2.1. 1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

- **travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$\mathbf{T_{ext}} = \boldsymbol{P} \cdot \boldsymbol{f}$ (cas d'une charge concentrée).

$\mathbf{T_{ext}} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

$\boldsymbol{P}$: Charge totale

$\boldsymbol{S}$: Surface de répartition de la charge

$\boldsymbol{f}$ **:** flèche du centre de gravité de S.

- **Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.3.2.1.2.Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/on schématise :

- ✓ un coté libre par trait continu.
- ✓ un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
- ✓ un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/on appelle :

- ✓ ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).
- ✓ ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/

- ✓ la ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zigzag.
- ✓ la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

On a calcule le dalle plaine au niveau de terrasse a cause de c'est le cas défavorable

❖ Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III- 34 : les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_U (KN/m)
ELU	**8.22**	**1**	**12.597**
ELS			**9.22**

❖ Calcul de rupture de la dalle :

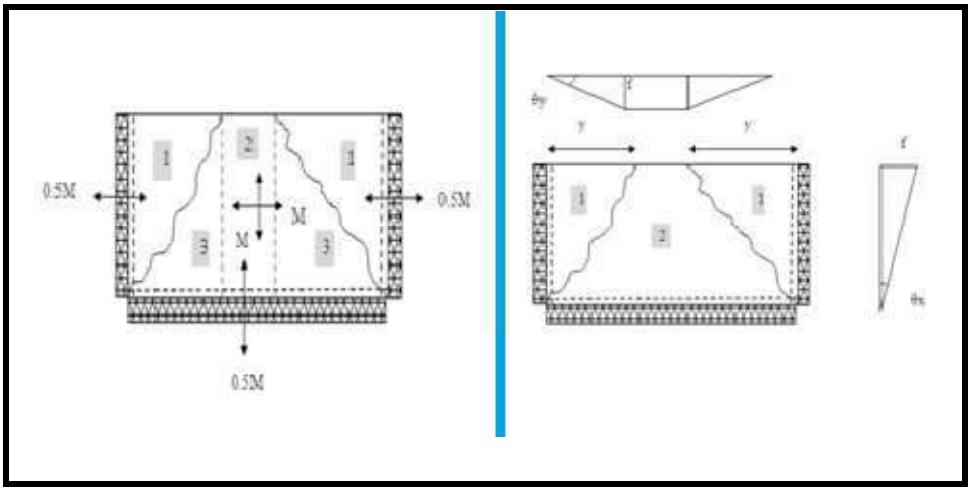


Fig. III. 30 : différentes étapes de calcul sur la dalle.

a).ELU :

Tableau.III.35. les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	**2**	1.75y/2	f/3	3.67.f.y
2	(5.26-2y).1.75		f/2	(57.977-22.044y).f
3	**2**	1.75y/2	f/3	3.67.f.y
			∑	**(57.977-7348.y)**

Tableau III.36. les valeurs du travail interne

Eléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	**2**	M	1.75	f/y	1.75.M.f/y
	-	**2**	0.5M	1.75	f/y	0.875.M.f/y
2	+	M		2y	F	2.M.f.y
	-	0.5M		5.26	F	2.63.M.f
					∑	(6.125/y+1.475y)M.f

Σ Travaux externes = ΣT ravaux internes

(57.977-7.348y).f=(6.125/y+1.475y)M.f . $\rightarrow$ $M=\frac{(57.977-7.348y)}{(\frac{6.125}{y}+1.475y)}$

$\frac{dM}{dy} = -210.509y^2 - 67.528y + 266.398 = 0 \quad 0 \leq y \leq 1.76$

y=0.975m

M=5.388(KN.m)

a.1.Calcule ferraillage :

Tableau III.37 : les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 Mpa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

ρ=Lx/Ly=1.75/5.26=0.332

et 0.332 < 0.4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est

Peu nuisible.

3Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm, On adopte alors Ø=10 mm.

d= 12.50 cm.

Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de la dalle plaine

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	5.388	0.024	0.987	1.25	3.14	4HA10=3.14
En appuis	2.694	0.012	0.995	0.62	3.14	4HA10=3.14

a.1.1. Condition d'espacement : [2]

$$\overline{S_t} = \text{Min}[2h = 30\,\text{cm}, 22\,\text{cm}] = 22\,\text{cm}$$

On prend : S = 25 cm

a.1.2. Vérification de l'effort tranchant : [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{P_u \cdot L_x \cdot}{2} = 11.022 KN$$

$$\tau_u = \frac{11.022 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.088\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ **(Condition vérifié)**

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a. 1.3 Vérification de la flèche : [2]

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

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}085 > 0{,}055 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}085 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée . \\ 2.512.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire supplémentaire.

b) ELS :

Tableau III.39. les valeurs du travail externe.

Eléments	**Aire de chargement**		**déplacement de CG**	**travail externe**
1	**2**	1.75y/2	f/3	2.68.f.y
2	(5.26-2y).1.75		f/2	(42.435-16.13).f
3	**2**	1.75y/2	f/3	2.68.f.y
			∑	**(42.435-5.37y)**.f

Tableau III.40. Les valeurs du travail interne.

Eléments		**moment de rupture M**		**longueur L**	**rotation θ**	**travail interne = M.L.θ**
1	+	**2**	M	1.75	f/y	1.75.M.f/y
	-	**2**	0.5M	1.75	f/y	0.875.M.f/y
2	+	M		2y	F	2.M.f.y
	-	0.5M		5.26	F	2.63.M.f
					∑	(6.125/y+1.475y)M.f

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

(42.435-5.37y).f=(6.125/y+1.475y)M.f . $\rightarrow$ $M=\frac{(42.435-5.37y)}{(\frac{6.125}{y}+1.475y)}$

$$\frac{dM}{dy} = -210.509y^2 - 67.528y + 266.398 = 0 \qquad 0 \leq y \leq 1.76$$

y=0.975m

M=3.944 (KN.m)

Tableau III.41 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**3.14**	**3.14**
M_{ser} (kN.m)	**3.944**	**1.972**
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 2.99$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 2.99$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5150.75$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5150.75$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=2.289**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=1.144**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

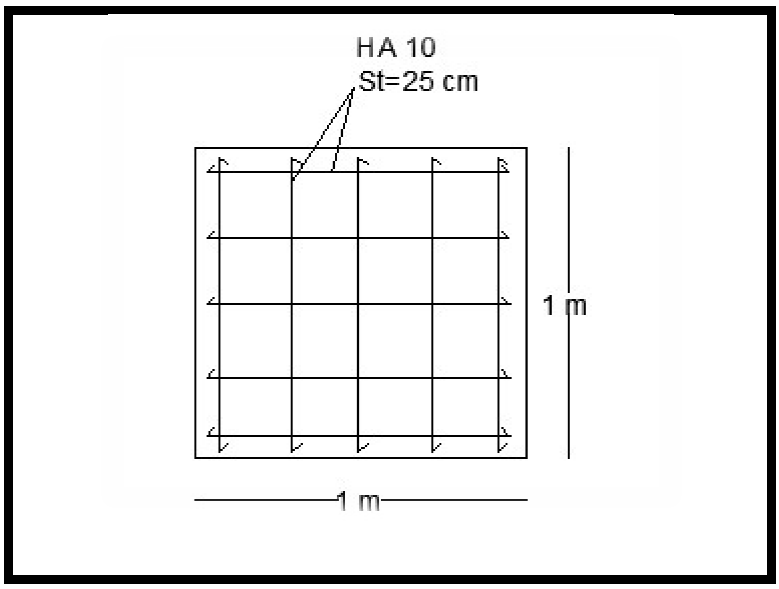


Fig.III.31 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.

IV.1. INTRODUCTION :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle, qui a le plus d'effet sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre, Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

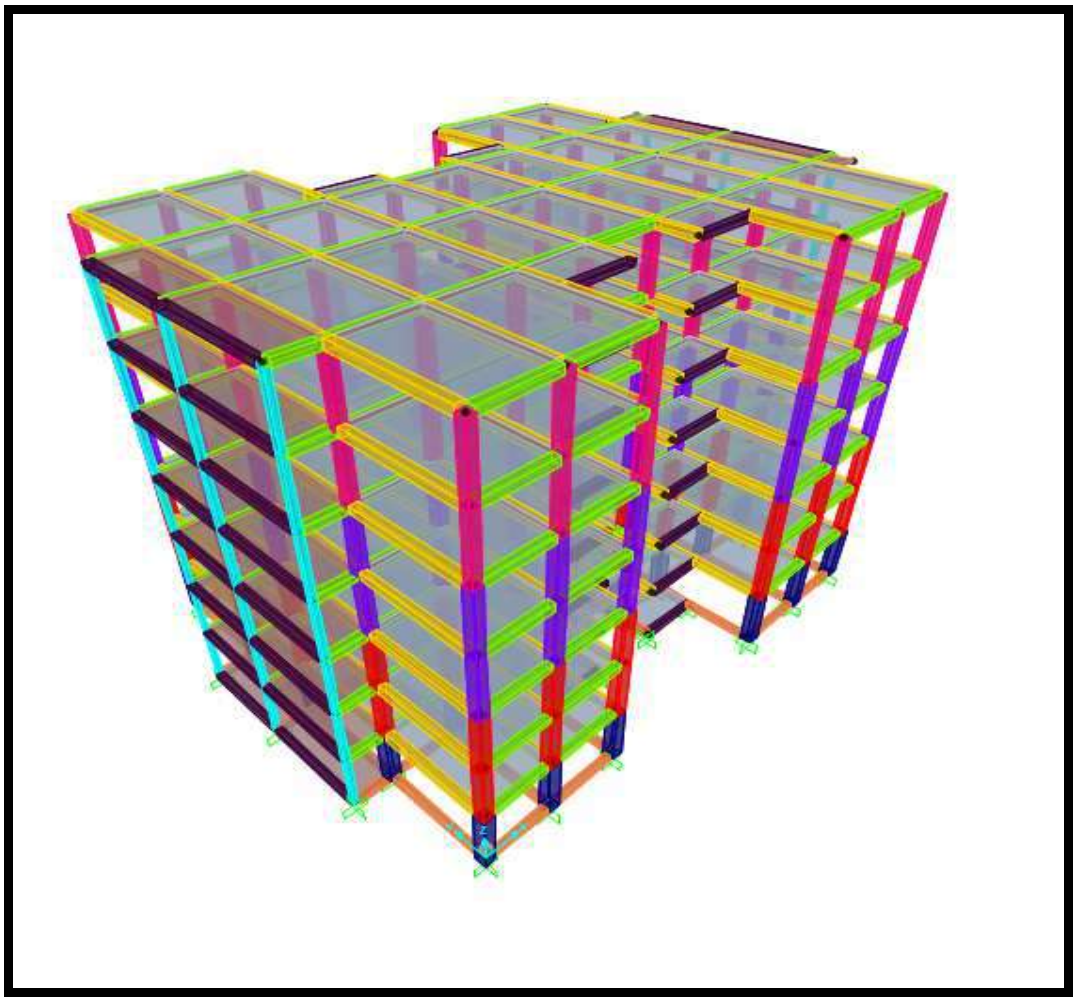


Fig. IV.1. Vue en 3D de la structure.

Parmi les plusieurs disposition qui on a fait les quatre dispositions suivantes :

DISPOSITION 1

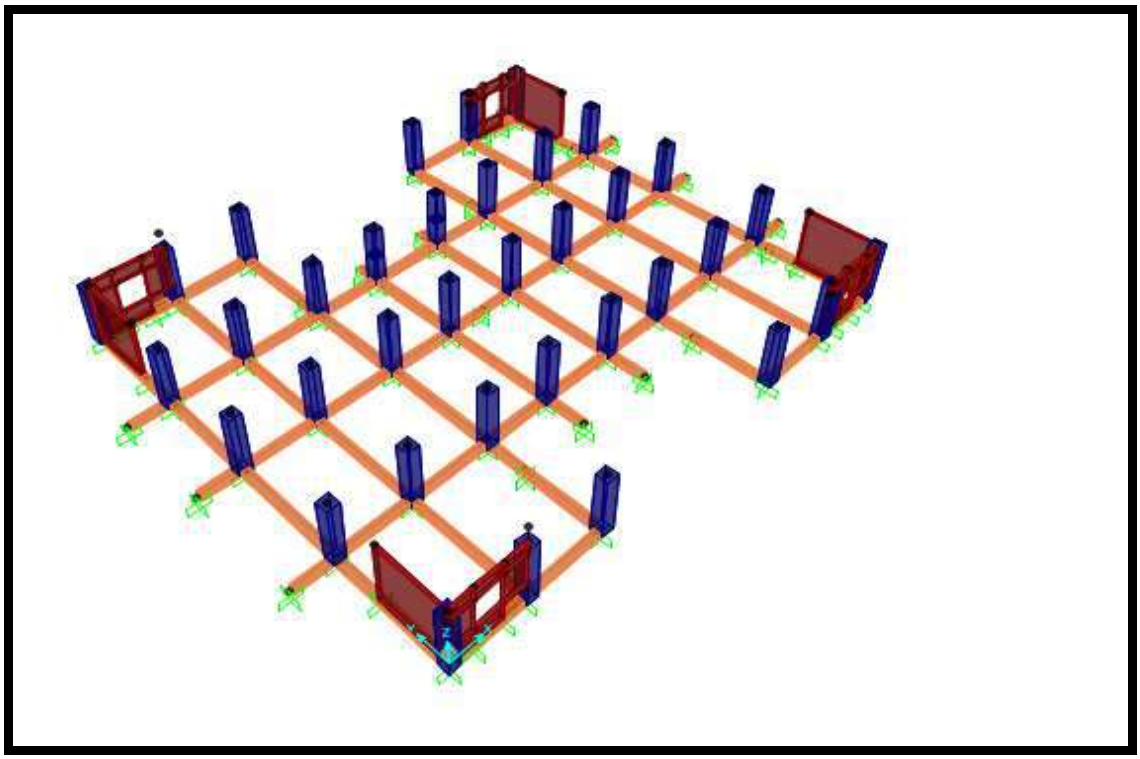


Fig.IV.2. 1 er disposition des voiles en plan.

Tableau IV.1. Le comportement des trois premiers modes.

MODE	Période	UX %	UY %	RZ %
Mode 1	0.77	67.14	1.73	2.74
Mode 2	0.58	0.09	40.04	0.63
Mode 3	0.43	2.88	2.23	74.3

DISPOSITION 2

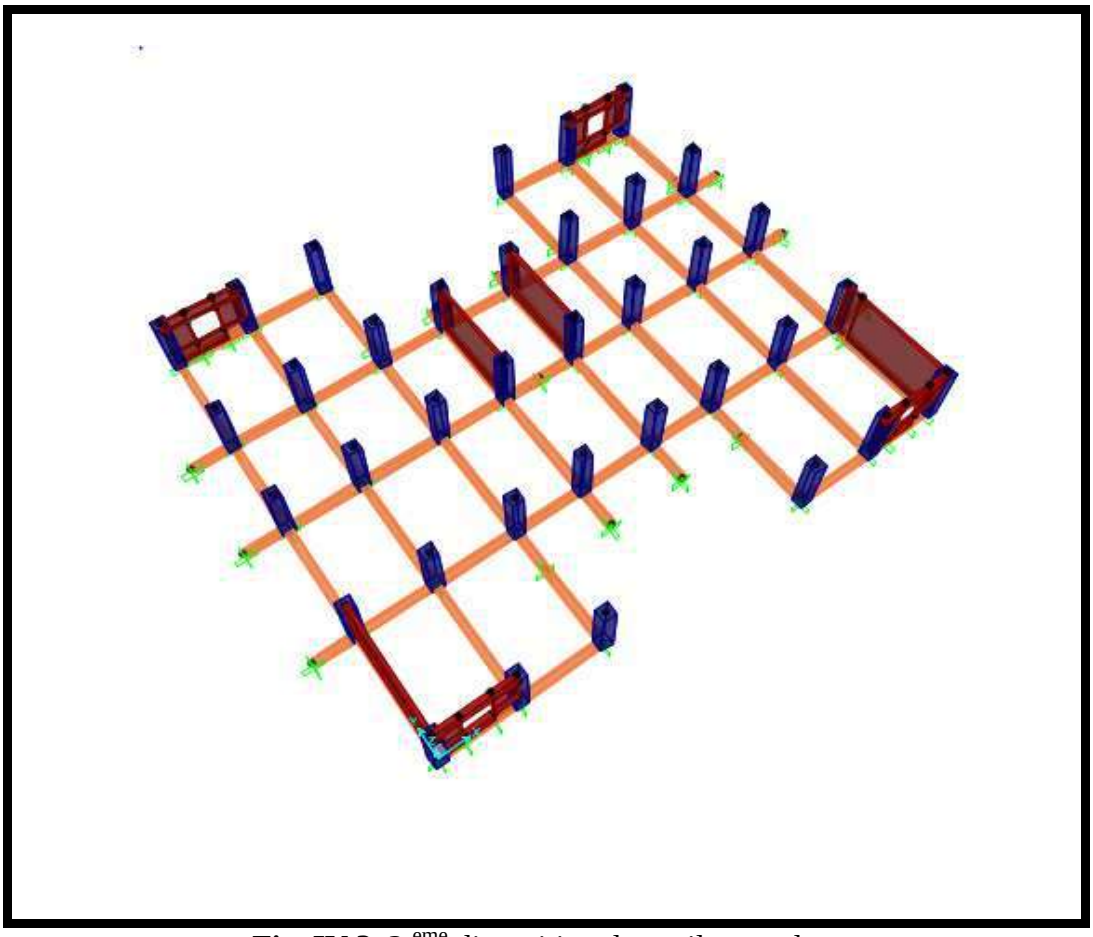


Fig. IV.3. 2 ^{eme} disposition des voiles en plan.

Tableau IV.2. Le comportement des trois premiers modes.

MODE	Période	UX %	UY %	RZ %
Mode 1	0.63	69.45	0.053	2.29
Mode 2	0.61	51.32	0.56	0.15
Mode 3	0.36	0.341	0.142	69.12

DISPOSITION 3

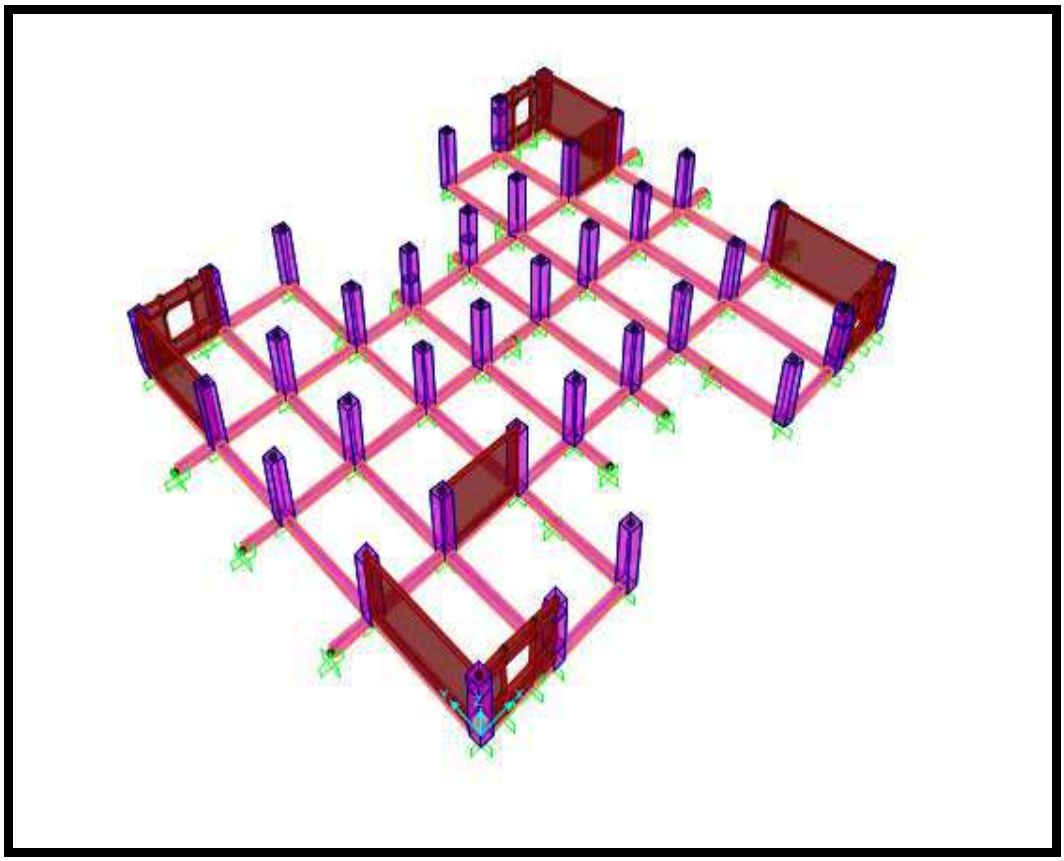
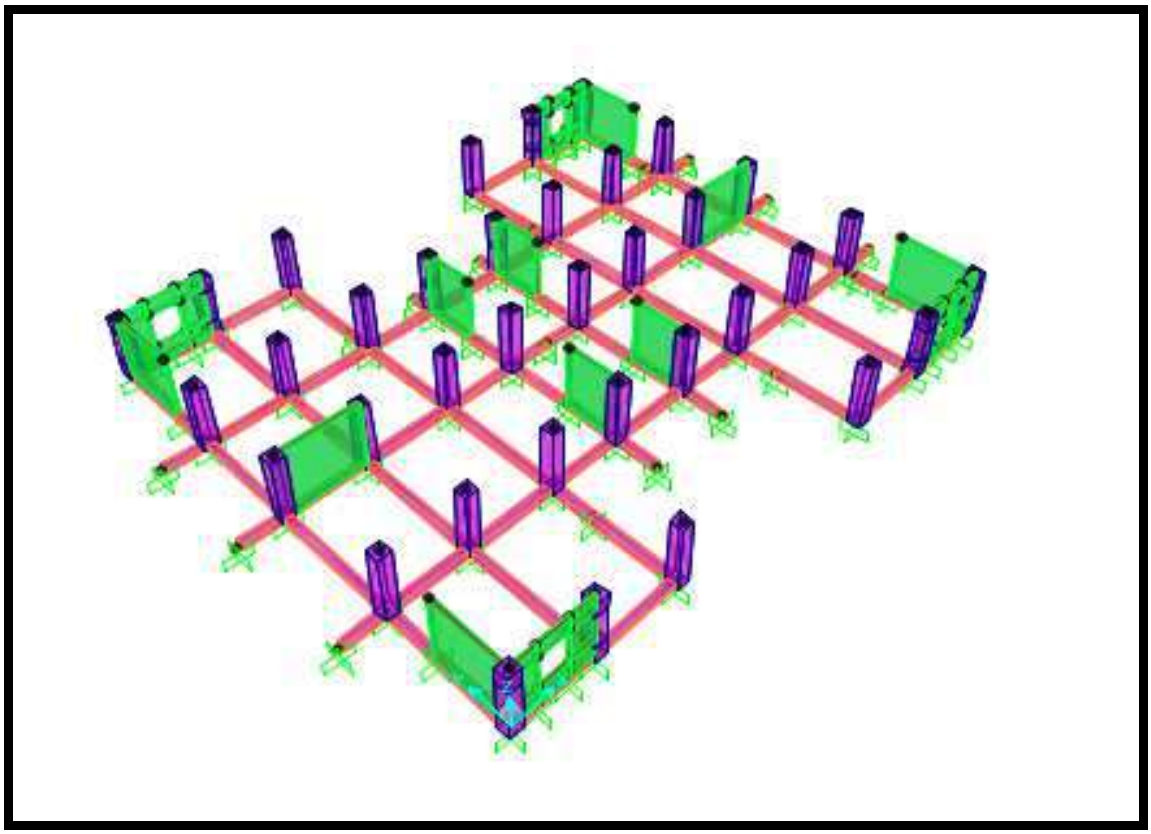


Fig.IV.4. 3 ^{eme} disposition des voiles en plan.

Tableau IV.3. Le comportement des trois premiers modes

MODE	Période	UX %	UY %	RZ %
Mode 1	0.571	69.012	0.451	24.23
Mode 2	0.420	0.101	54.34	0.012
Mode 3	0.321	0.017	0.004	70.01

DISPOSITION 4



Figures IV.5. 4 eme disposition des voiles en plan.

Tableau IV.9. Vérification de la participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,54	62,102	5,527	0,193
2	0,411	63,479	61,541	0,237
3	0,353	63,703	61,548	61,924
4	0,120	69,611	62,671	62,924
600	0,0002	75,255	75,108	78,981

.

Finalement on trouve les meilleurs résultats qui sont identifiées dans les règlements algériens dans la disposition suivant :

DISPOSITION FINAL

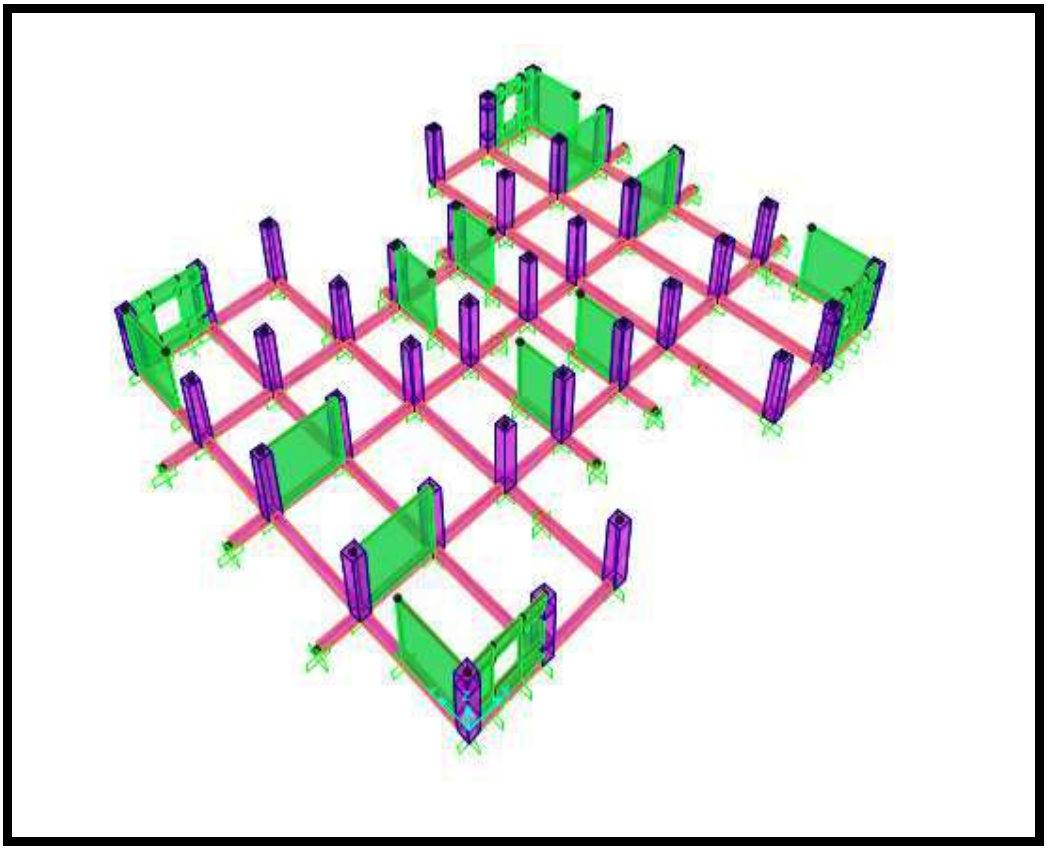


Figure IV.6. Disposition finale des voiles.

Tableau IV.5. Le comportement des trois premiers modes.

UX %	UY %	RZ %	UX %	UY %
Mode 1	0.457	62.10 ✓	0.001	0.19
Mode 2	0.410	0.003	66.01 ✓	0.04
Mode 3	0.325	0.22	0.001	69.69 ✓

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMEETRIQUES DU STRUCTURE :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.6 : Calcule du centre de masse.

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
21.42	4166.926	46994.591	39852.480	11.278	9.564
18.36	4468.121	50400.404	42357.787	11.280	9.480
15.3	4533.876	51219.197	43003.813	11.297	9.485
12.24	4569.675	51559.643	43375.355	11.283	9.492
9.18	4610.346	51958.599	43738.352	11.270	9.487
6.12	4666.966	52708.714	44284.840	11.294	9.489
3.06	4748.189	53564.320	45012.831	11.281	9.480

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Tableau IV.7: Calcule du centre d'inertie.

Niveau (m)	$\sum I_X$ (m4)	$\sum I_Y$ (m4)	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_R (m)	Y_R (m)
21.42	$3.761.10^4$	$2.531.10^5$	$28.554.10^5$	$36.936.10^4$	11.288	9.821
18.36	$6.651.10^4$	$4.231.10^5$	$48.660.10^5$	$63.124.10^4$	11.501	9.491
15.3	$1.291.10^5$	$8.249.10^5$	$95.358.10^5$	$12.314.10^5$	11.560	9.539
12.24	$2.278.10^5$	$1.361.10^6$	$15.741.10^6$	$21.823.10^5$	11.566	9.580
9.18	$4.114.10^5$	$2.307.10^6$	$26.703.10^6$	$39.514.10^5$	11.575	9.605
6.12	$8.703.10^5$	$4.605.10^6$	$53.422.10^6$	$83.853.10^5$	11.601	9.635
3.06	$2.861.10^6$	$1.557.10^7$	$17.972.10^7$	$27.788.10^6$	11.543	9.713

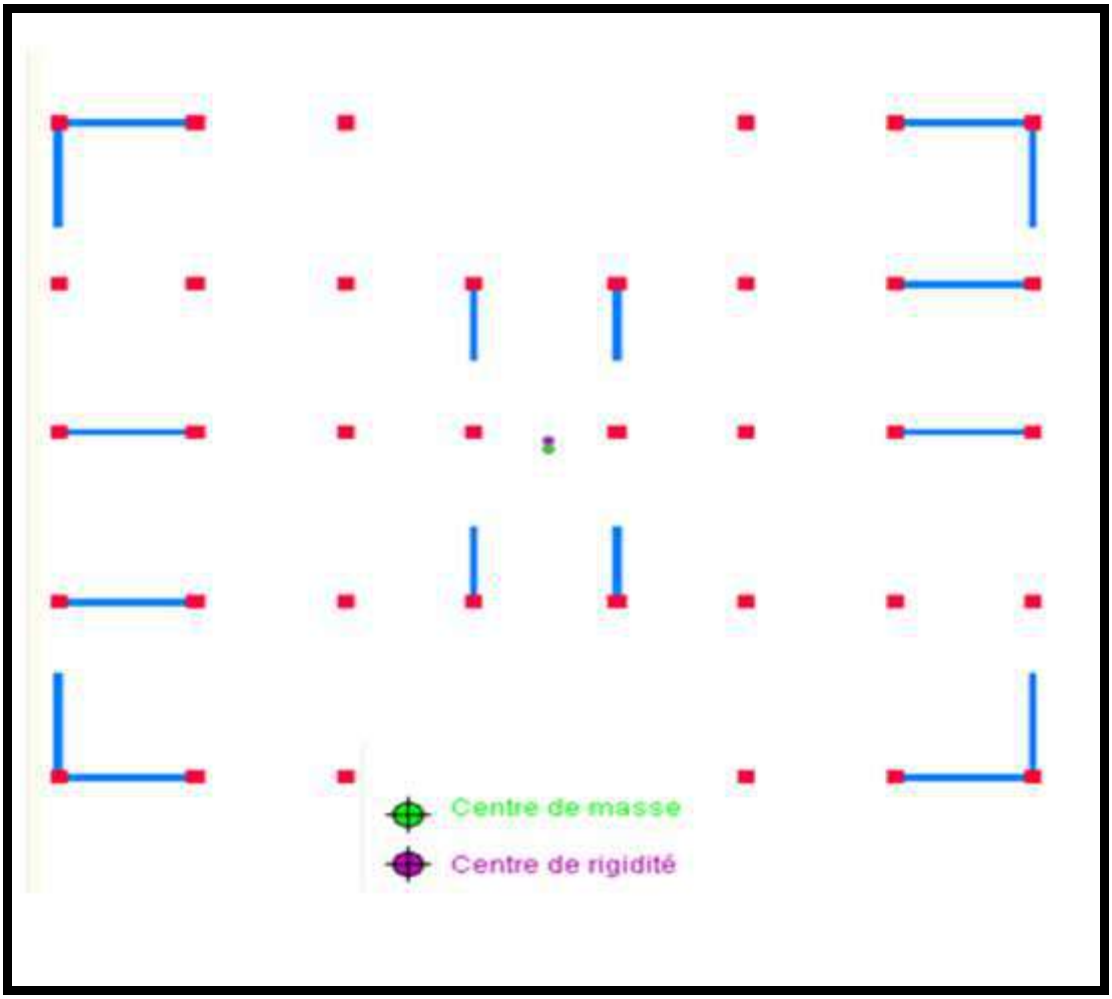


Fig. IV.7. Excentricité théorique.

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.a. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

Tableau IV.8 : Calcul de l'excentricité théorique.

Niveau (m)	$E_X = \|X_R\text{-}X_G\|$ (m)	$E_Y = \|Y_R\text{-}Y_G\|$ (m)	Verification
21.42	0.004	0.257	Ok
18.36	0.221	0.011	Ok
15.3	0.263	0.054	Ok
12.24	0.283	0.088	Ok
9.18	0.305	0.118	Ok
6.12	0.307	0.146	Ok

3.06	0.262	0.233	Ok

IV.2.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] [1]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le table

Tableau IV.9 : Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
21.42	25.92	19.07	1.296	0.953
18.36	25.92	19.07	1.296	0.953
15.3	25.92	19.07	1.296	0.953
12.24	25.92	19.07	1.296	0.953
9.18	25.92	19.07	1.296	0.953
6.12	25.92	19.07	1.296	0.953
3.06	25.92	19.07	1.296	0.953

IV.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±

0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.10 : Calcul de l'excentricité totale.

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$		$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}±E_{y\ ACC}$	
21.42	0.004	1.296	1.300	-1.296	0.257	0.953	1.210	-0.696
18.36	0.221	1.296	1.517	-1.075	0.011	0.953	0.964	-0.942
15.3	0.263	1.296	1.559	-1.033	0.054	0.953	1.007	-0.899
12.24	0.283	1.296	1.579	-1.013	0.088	0.953	1.041	-0.865
9.18	0.305	1.296	1.601	-0.991	0.118	0.953	1.071	-0.835
6.12	0.307	1.296	1.603	-0.989	0.146	0.953	1.099	0.807
3.06	0.262	1.296	1.558	-1.034	0.233	0.953	1.186	-0.233

IV. 2.4. Choix de la méthode de calcul [1]

IV. 2.4.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.2.4.1. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.4.1.a. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV. 2.4.1.b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **Sap 2000 (version 17)** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.2.4.1.c. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 3.5.

C.1. Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Suivant X :

Tableau IV .11: du coefficient de comportement suivant x.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids**	**Nz**	**Nz**	**Effort**	**Tx**	**Tx**
21.42	100	70.219	29.781	100	0.000	100
18.36	100	68.813	31.187	100	0.000	100
15.30	100	72.137	27.863	100	0.000	100
12.24	100	72.356	27.644	100	0.000	100
9.18	100	75.457	24.543	100	0.000	100
6.12	100	75.848	24.152	100	0.000	100
3.06	100	78.608	21.392	100	0.000	100

Suivant Y :

Tableau IV .12 : du coefficient de comportement suivant y.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids**	**Nz**	**Nz**	**Effort**	**Tx**	**Tx /Voiles**
21.42	100	71,621	28,379	100	0.000	100.000
18.36	100	70,884	29,116	100	0.000	100.000
15.30	100	73,168	26,832	100	0.000	100.000
12.24	100	73,822	26,178	100	0.000	100.000
9.18	100	76,363	23,637	100	0.000	100.000
6.12	100	77,278	22,722	100	0.000	100.000
3.06	100	79,653	20,347	100	0.000	100.000

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: détermination du facteur de qualité Q.

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Non	0.05	Non	0.05
2	**Redondance en plan**	Oui	0	Oui	0
3	**Régularité en plan**	Non	0.05	Non	0.05
4	**Régularité en élévation**	Oui	0	Oui	0
5	**Contrôle de la qualité des matériaux**	Oui	0	Oui	0
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

IV.2.5. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.2.5.1. Vérification de comportement :

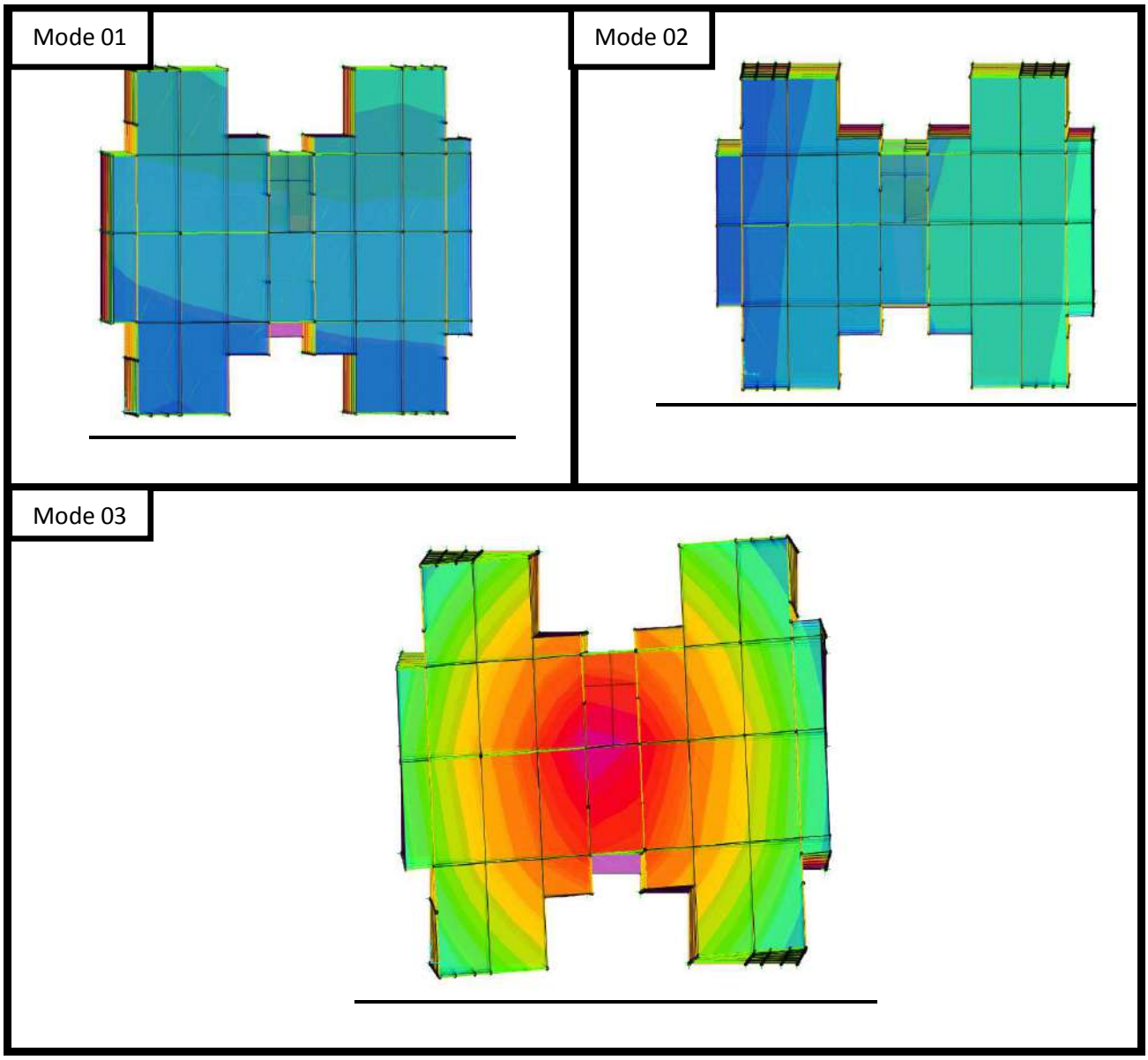


Fig. IV.8 : Le comportement des trois premiers modes.

	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)

Tableau IV.14.le comportement de trois premiers modes

		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,457	62,102	5,527	0,193
2	0,411	67,479	71,541	0,237
3	0,353	67,703	71,548	69,924
4	0,120	69,611	86,671	69,924
5	0,113	88,255	88,108	69,981
6	0,095	88,305	88,112	89,372
7	0,078	88,309	88,118	89,386
8	0,075	88,315	88,121	89,389
9	0,074	88,334	88,125	89,415
10	0,073	88,373	88,128	89,423
11	0,070	88,384	88,130	89,442
12	0,070	88,385	88,130	89,444
13	0,065	88,387	88,152	89,463
14	0,063	88,415	88,153	89,464
15	0,062	88,448	88,311	89,481
16	0,061	88,468	88,356	89,491
17	0,059	88,481	88,467	89,493
18	0,059	88,593	92,182	89,495
19	0,058	88,595	93,537	89,506
20	0,058	88,709	93,652	89,506
21	0,056	88,742	93,719	89,514
22	0,055	88,743	93,943	89,518
23	0,054	88,743	93,977	89,518
24	0,054	88,743	94,004	89,518
25	0,054	88,758	94,041	89,518
26	0,053	95,029	94,100	89,538

D’après le tableau précédent on remarque qu’on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n’atteigne pas qu’après le 26ème mode.

Tableau IV.15 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant x	Translation suivant y	Rotation suivant z

IV. 2.5.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 26ème mode

IV. 2.5.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de Sap ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx = 0.378s

Ty = 0.441s

Tableau IV.16 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$

X	0.378	0.476	0.491	**C.V**
Y	0.441	0.476	0.573	**C.V**

IV. 2.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

D_x= 2.205

D_y= 2.205

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5

Q : facteur de qualité

$Q_x = Q_y = 1.1$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 W= 35574.461KN

Tableau IV.17: Calcul de la force sismique (M.S.E).

Tableau IV.18 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	**V_t/V**	**$V_t/V \geq 0.8$**
X	6163.275	4665,403	0.756	C.N.V
Y	6163.275	4820,319	0.782	C.N.V

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale

$\frac{0.8V_X}{V_{TX}}$ =1.056 $\Longrightarrow$ V_{TX} = 4926.665KN

$\frac{0.8V_Y}{V_{TX}}$ =1.022 $\Longrightarrow$ V_{TY} = 4926.366KN

IV. 2.5.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = X_G.W_i$, $M_{ty} = G_Y.W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

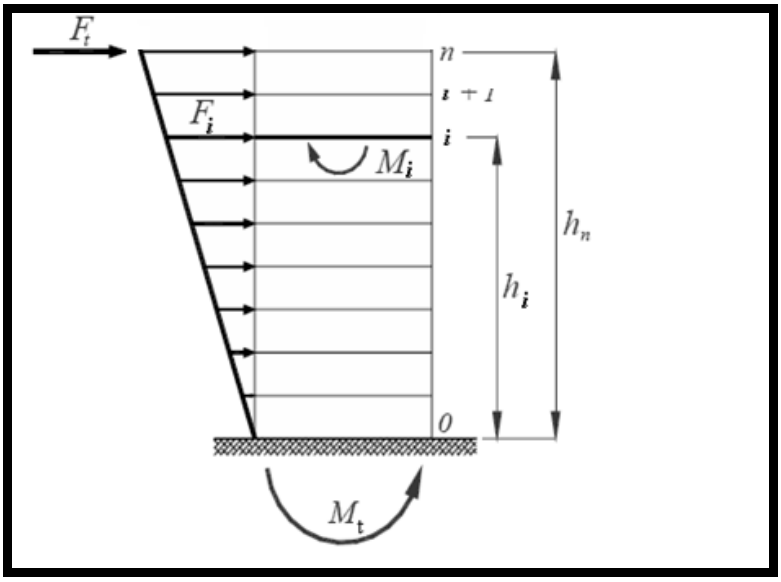


Figure IV.9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 2.5.5.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,378 s → Ft = 0
- TY = 0,378 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

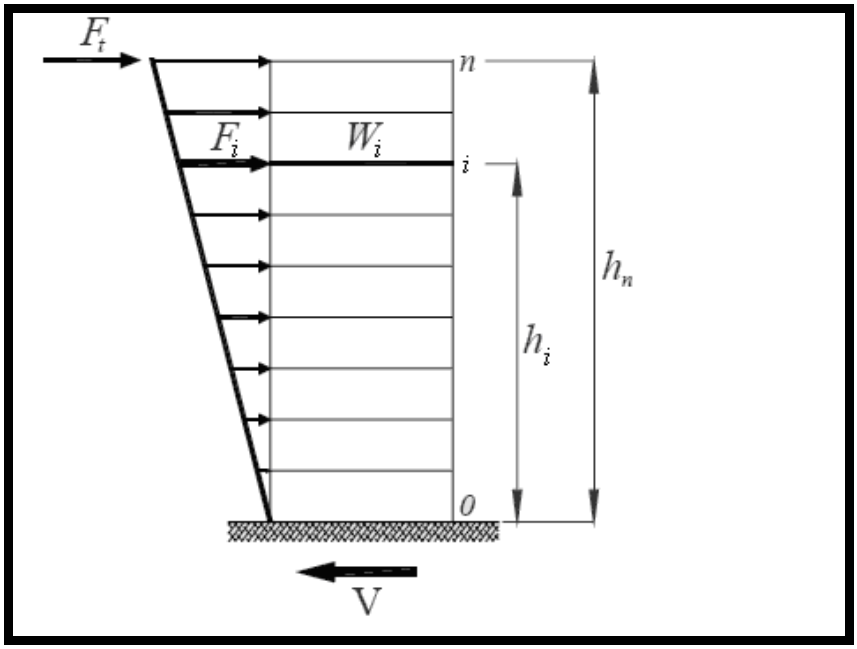


Figure IV.10 : Distribution des forces sismiques

V_X = 6163.275 KN

Tableau IV.19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
21.42	4166.93	89255.64	0.176	1090.07

18.36	4468.12	82034.68	0.162	1001.88
15.30	4533.88	69368.36	0.137	847.19
12.24	4569.67	55932.76	0.110	683.10
9.18	4610.35	42323.01	0.083	516.89
6.12	4666.97	28561.86	0.056	348.82
3.06	4748.19	14529.46	0.028	177.45
SOMME		382005.770	1	4665.400

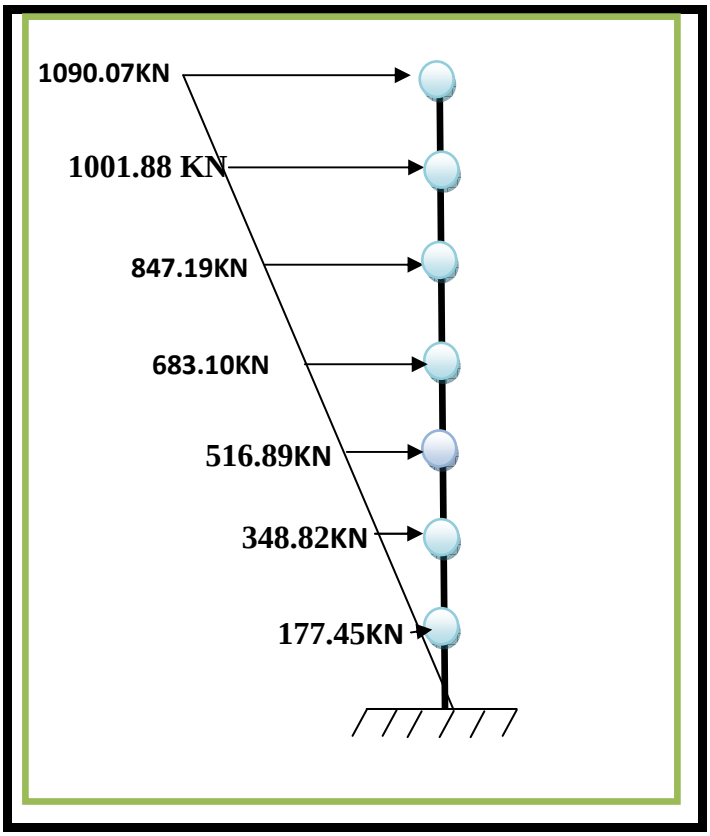


Fig. IV.11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

V_Y =6163.275 kN

Tableau IV.20 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	**W_i (kN)**	**$W_i h_i$**	**α_x**	**F_{ix} (kN)**
21.42	4166.93	89255.64	0.182	1126.27

18.36	4468.12	82034.68	0.167	1035.15
15.30	4533.88	69368.36	0.142	875.32
12.24	4569.67	55932.76	0. 114	705.78
9.18	4610.35	42323.01	0.086	534.05
6.12	4666.97	28561.86	0.058	360.41
3.06	4748.19	14529.46	0.029	183.34
SOMME		382005.770	1	4820.32

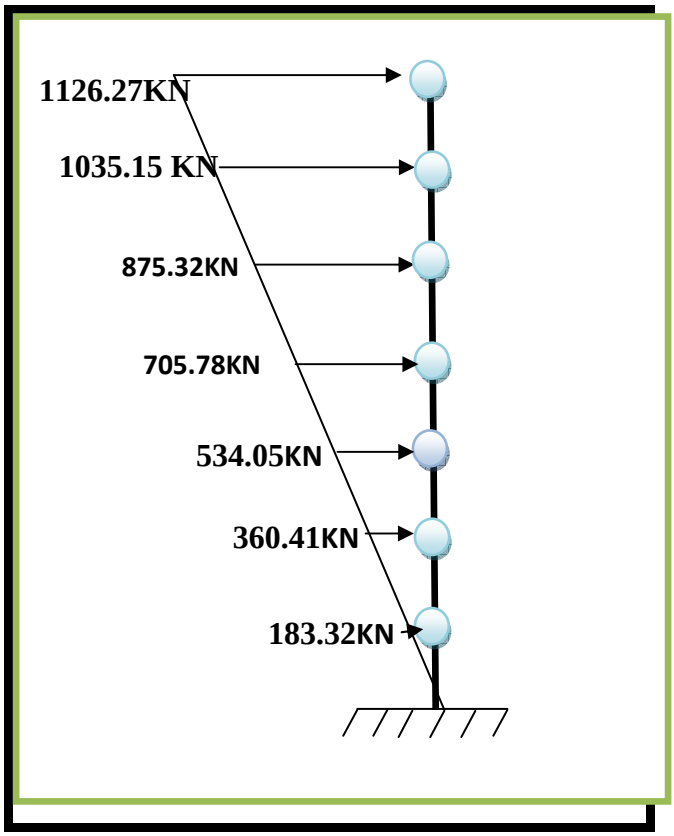


Fig .IV.12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 2.5.5.b. Moment de renversement :

Tableau IV.21 : calcul du moment de renversement.

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)

21.42	1090.07	1126.27	23349.33	24124.65
18.36	1001.88	1035.15	18394.56	19005.36
15.30	847.19	875.32	12962.00	13392.41
12.24	683.10	705.78	8361.17	8638.80
9.18	516.89	534.05	4745.02	4902.58
6.12	348.82	360.41	2134.80	2205.69
3.06	177.45	183.34	542.99	561.02
∑Mo			70489.87	72830.51

IV. 2.5.5.c. Moment stabilisant :

Tableau IV.22 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	**W_i (KN)**	**X_G(m)**	**Y_G(m)**	**M_{oxi} (KN.m)**	**M_{oyi} (KN.m)**
21.42	4166.93	11.278	9.564	46994.636	39852.518
18.36	4468.12	11.280	9.480	50400.393	42357.777
15.30	4533.88	11.297	9.485	51219.242	43003.851
12.24	4569.67	11.283	9.492	51559.586	43375.303
9.18	4610.35	11.270	9.487	51958.644	43738.390
6.12	4666.97	11.294	9.489	52708.759	44284.878
3.06	4748.19	11.281	9.480	53564.331	45012.841
∑Mt				358405.591	301625.558

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.23 : Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	**M_{ty} (kN.m)**	**M_{ox} (kN.m)**	**M_{oy} (kN.m)**	**M_{tx}/M_{ox}**	**M_{ty}/M_{oy}**	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

358405.591	301625.558	70489.87	72830.51	5.087	4.141	OUI

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV. 2.5.6. Vérification des déplacements inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 h_e

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.24 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**

21.42	1.48	5.180	0.91	3.06	OUI
18.36	1.22	4.27	0.94	3.06	OUI
15.30	0.95	3.33	0.91	3.06	OUI
12.24	0.69	2.42	0.88	3.06	OUI
9.18	0.44	1.54	0.73	3.06	OUI
6.12	0.23	0.81	0.53	3.06	OUI
3.06	0.08	0.28	0.28	3.06	OUI

Tableau IV.25: Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau	δ_e	$\delta_k = R.\ \delta_e$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$

(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
21.42	0.17	4.20	0.63	3.06	OUI
18.36	0.99	3.47			
			0.63	3.06	OUI
15.30	0.81	2.84			
			0.70	3.06	OUI
12.24	0.61	2.14			
			0.70	3.06	OUI
9.18	0.41	1.44			
			0.63	3.06	OUI
6.12	0.23	0.81			
			0.53	3.06	OUI
3.06	0.08	0.28			
			0.28	3.06	OUI

IV.4.5.7.Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 ►►Art 4.4.3◄◄[2]

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.26 : Vérification des déplacements en tête.

	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\bar{\delta}_e$=H/250	Vérification

				$\delta_k \leq \overline{\delta}_e$
Suivant x	1.48	5.180	8.96	C.V
Suivant y	0.17	4.20	8.96	C.V

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles

IV. 2.5.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0.10$

- P_k : poids total 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 ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.27 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_n (m)	h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
21.42	3.06	4166.93	1090.07	0.91	0.0016	OUI
18.36	3.06	4468.12	2091.95	0.94	0.0010	OUI
15.30	3.06	4533.88	2939.14	0.91	0.0009	OUI
12.24	3.06	4569.67	3622.24	0.88	0.0009	OUI
9.18	3.06	4610.35	4139.13	0.73	0.0008	OUI
6.12	3.06	4666.97	4487.95	0.53	0.0009	OUI
3.06	3.06	4748.19	4665.4	0.28	0.0009	OUI

Tableau IV.28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_n (m)	h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
21.42	3.06	4166.93	1126.27	0.63	0.010	OUI
18.36	3.06	4468.12	2161.42	0.63	0.007	OUI
15.30	3.06	4533.88	3036.74	0.70	0.006	OUI
12.24	3.06	4569.67	3742.52	0.70	0.006	OUI
9.18	3.06	4610.35	4276.57	0.63	0.007	OUI
6.12	3.06	4666.97	4636.98	0.53	0.008	OUI
3.06	3.06	4748.19	4820.32	0.28	0.009	OUI

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a.les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$ = Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau. IV.29 : Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pp(30*40)	104.805	0.931	1.35G+1.5Q	3.333	C.V
Ps (30*35)	33.289	0.414	G+Q+Edx	3.333	C.V

b.les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

MAIS : La vérification de cisaillement des éléments n'est pas nécessaire pour notre poteaux puis que On a utilisé le coefficient de comportement R = 3.5 .

IV.2.5.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau .IV.30 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d(KN)	υ	Combinaison	$0.3 \geq \upsilon$
Poteaux (50*50)	1330.63	0.230	G+Q+Edy	C.V

IV.4. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.31. Dimensions finales des poutres.

Elément	**Section (cm^2)**
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*35

Tableau IV.32. Dimensions finales des poteaux.

Niveau	**Section (cm^2)**
$6^{ème}$ et$5^{ème}$ étage	35*35
$4^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	40*40
2^{er} étage et$1^{ér}$ étage	45*45
RDC	50*50

V.1. INTRODUCTION:

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 [2] :
- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
- ✓ E.L.S G + Q

- ❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 [1] :
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRE:

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

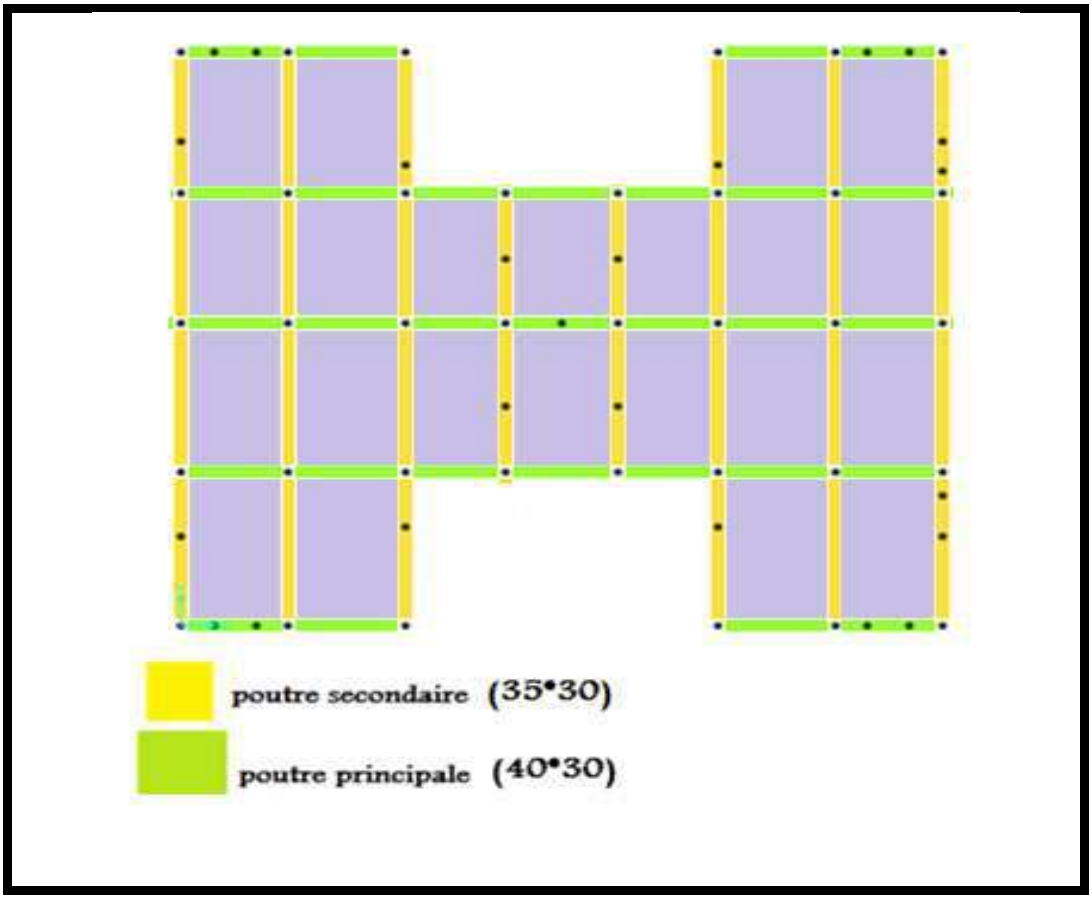


Fig. V.1. Les poutres principales et les poutres secondaires.

Tableau V.1 : Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.2.2. Recommandations du RPA 99 [1] :

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	N°	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	59.858	1.35G+1.5Q	0.00	4.8	4HA14 =6.16
		Appui	-76.755	1.35G+1.5Q	0.00	6.3	5HA14=7.70
	Etages	Travée	52.843	1.35G+1.5Q	0.00	4.2	3HA 14=4.62
		Appui	-70.561	1.35G+1.5Q	0.00	5.8	4HA14= 6.16
Rive	Terrasse	Travée	40.416	1.35G+1.5Q	0.00	3.2	3HA14=4.62
		Appui	-52.663	1.35G+1.5Q	0.00	4.2	3HA14=4.62
	Etages	Travée	44.155	0.8G+Edy	0.00	3.0	3HA14=4.62
		Appui	-54.939	G+Q+Edy	0.00	3.8	3HA 14=4.62

	N°	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-52.355	G+Q+Edx	0.00	4.2	3HA 14=4.62
		Travée	26.070	0.8G+Edx	0.00	1.9	3HA12=3.39
	Etage	Appui	-59.102	G+Q+Edx	0.00	4.8	4HA14=6.15
		Travée	27.502	0.8G+Edx	0.00	2.0	3HA12=3.39
RIVE	Terrasse	Appui	37.959	G+Q+Edx	0.00	3.0	3HA14=4.62
		Travée	28.113	0.8G+Edx	0.00	2.1	3HA12=3.39
	Etage	Appui	49.864	G+Q+Edx	0.00	3.6	3HA14=4.62
		Travée	26.747	0.8G+Edx	0.00	2.0	3HA12=3.39

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

V.2.2.a. Vérification des contraintes à l'état limite de service : [2]

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .

et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) =202 MPa et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	38.869	6.16	6.3	15	-	-	Oui
		Appui	-50.183	7.70	7.5		-		
	Etages	Travée	21.407	4.62	3.8	15	-	-	Oui
		Appui	-27.683	6.16	4.4		-		
Rive	Terrasse	Travée	25.932	4.62	7.8	15	201.6	202	Oui
		Appui	-33.742	4.62	6		201.6		
	Etages	Travée	31.516	4.62	5.6	15	201.6	202	Oui
		Appui	-43.635	4.62	7.8		201.6		

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

	N°	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
intermédiaire	Terrasse	Appui	-29.961	4.62	6.8	15	-	-	-
		Travée	10.318	3.39	1.6	15	-	-	-
	Etages	Appui	-35.546	6.15	7.2	15	-	-	-
		Travée	11.151	3.39	1.7	15	-	-	-
rive	Terrasse	Appui	-5.480	4.62	0.8	15	9.4	202	Oui
		Travée	1.583	3.39	0.2	15	2.9	202	Oui
	Etages	Appui	-10.199	4.62	1.5	15	17.5	202	Oui
		Travée	5.528	3.39	0.8	15	10.0	202	Oui

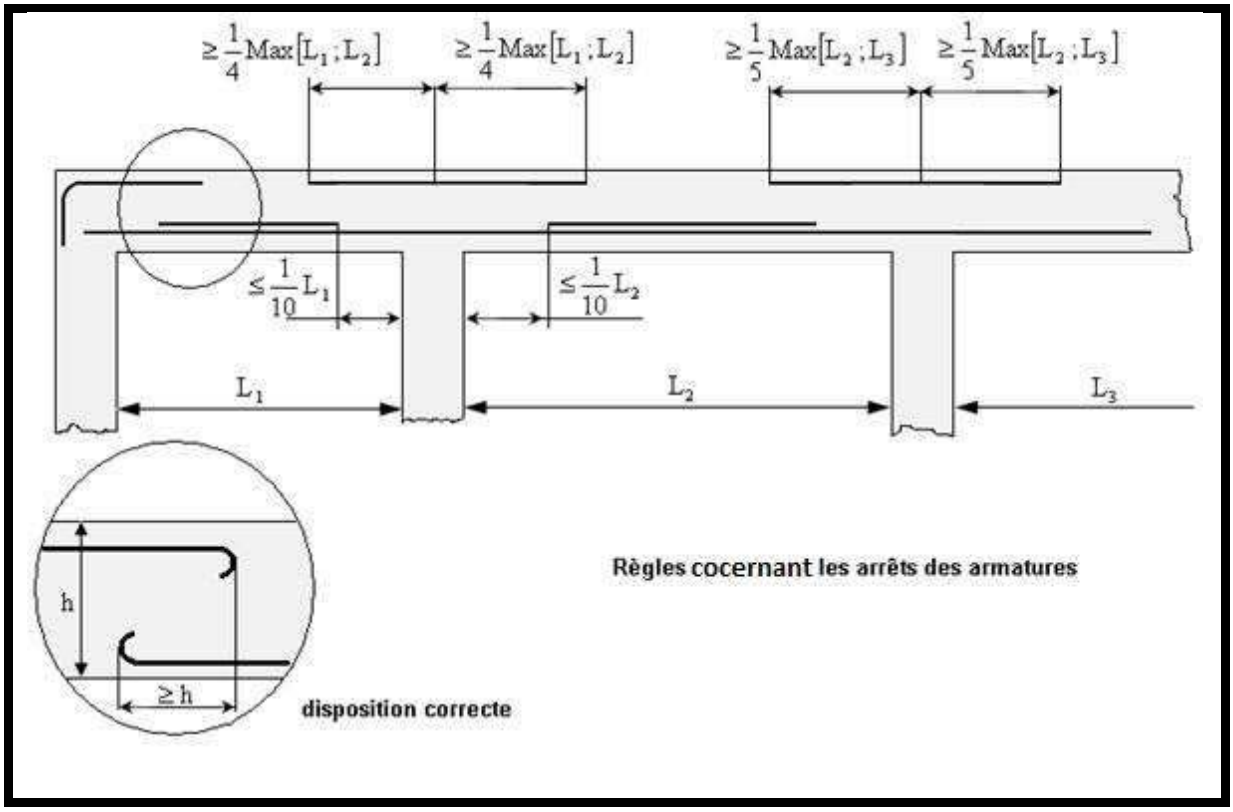


Figure V.2 : Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.2.b. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max}$

Tableau V.6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA.

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.16	1.2	Oui
		Appui	7.70	1.2	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.2	Oui
		Appui	6.16	1.2	Oui
Rive	Terrasse	Travée	4.62	1.2	Oui
		Appui	4.62	1.2	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.2	Oui
		Appui	4.62	1.2	Oui

Tableau V.7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA**.**

	N°	Position	A_{adp} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	vérif	A_{max} RPA(cm^2)		Correction
						Z.Cr :48	Z.Rc :72	
Intermédiaire	Terrass	Travée	6.16	6.00	Oui	Oui	Oui	/
		appui	7.70		Oui	Oui	Oui	/
	Etages	Travée	4.62	6.00	Non	Oui	Oui	4HA14=6.16
		appui	6.16		Oui	Oui	Oui	/
Rive	Terrass	Travée	4.62	6.00	Non	Oui	Oui	4HA14=6.16
		appui	4.62		Non	Oui	Oui	4HA14=6.16
	Etages	Travée	4.62	6.00	Non	Oui	Oui	4HA14=6.16
		appui	4.62		Non	Oui	Oui	4HA14=6.16

Tableau V.8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA.

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	1.05	Oui
		Appui	6.15	1.05	Oui
	Etage	Travée	4.62	1.05	Oui
		Appui	4.62	1.05	Oui
Rive	Terrasse	Travée	4.62	1.05	Oui
		Appui	6.15	1.05	Oui
	Etage	Travée	4.62	1.05	Oui
		Appui	4.62	1.05	Oui

Tableau V.9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.

	N°	Position	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{Min}(cm^2)	A_{max}(cm^2)	Vérification	Correction
Intermédiaire	Terrass	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Non	4HA12=4.52
		Appui	3HA14=4.62		63	Oui	/
	Etages	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Non	4HA12=4.52
		Appui	4HA14=6.15		63	Oui	/
Rive	Terrasse	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Non	4HA12=4.52
		Appui	3HA14=4.62		63	Oui	
	Etages	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Non	4HA12=4.52
		Appui	3HA14=4.62		63	Oui	/

V.2.2.c. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Tableau V.10: Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. .

	N°	**Vu (KN)**	**Comb**	**τu (Mpa)**	$\bar{\tau}_u$ **(Mpa)**	**τu≤** $\bar{\tau}_u$
Intermédiaire	**Terrasse**	98.091	1.35G+1.5Q	0.90	2.5	Oui
	Etage	62.452	1.35G+1.5Q	0.59	2.5	Oui
Rive	**Terrasse**	90.436	0.8G-EY	0.83	3.3	Oui
	Etage	54.477	G+Q+EY	0.50	3.3	Oui

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	N°	V_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Intermé	**Terrasse**	39.082	G+Q+Edx	0.41	3.26	Oui
	Etages	17.46	G+Q+Edx	0.18	3.26	Oui
Rive	**Terrasse**	46.97	G+Q+Edx	0.49	4.35	Oui
	Etages	27.035	G+Q+Edx	0.28	4.35	Oui

V.2.2.d. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 [1] :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4} et\ 12\ \varphi\right) & \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\ (0.9d\ ;\ \ 40\,cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\,MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13: Calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u **(Mpa**	S_t **(cm)**	A_t **(cm^2**	**S (ZN)**	**S' (ZC)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	$A_{t\ choisie}$ **(cm^2)**
30x40	0.90	32.4	2.01	9.6	20	0.86	10	15	**2.01=4Φ8**
30×35	0.47	28.35	2.01	9.6	17.5	0.86	10	15	**2.01=4Φ8**

V.2.2.e. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
(40x30)	0.078	0.063	Oui	0.078	0.077	Oui	0.005	0.0105	Oui
(30x35)	0.10	0.063	Oui	0.08	0.074	Oui	0.004	0.0105	Oui

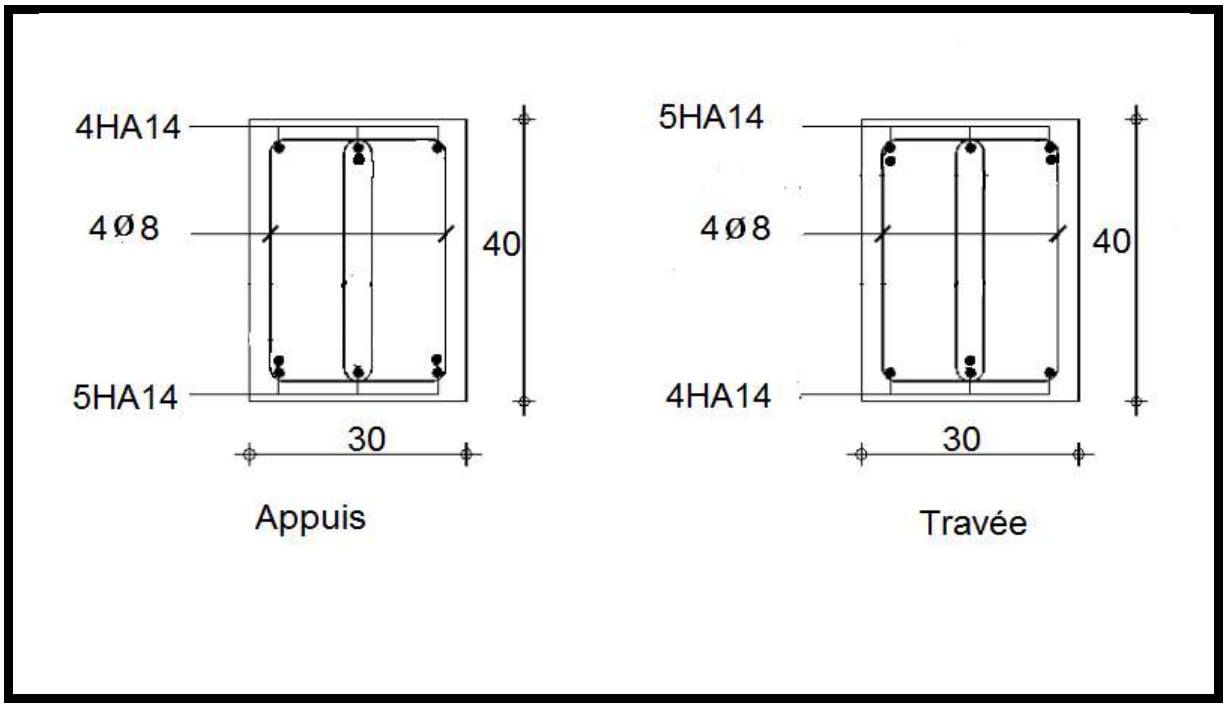


Fig.V.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse.

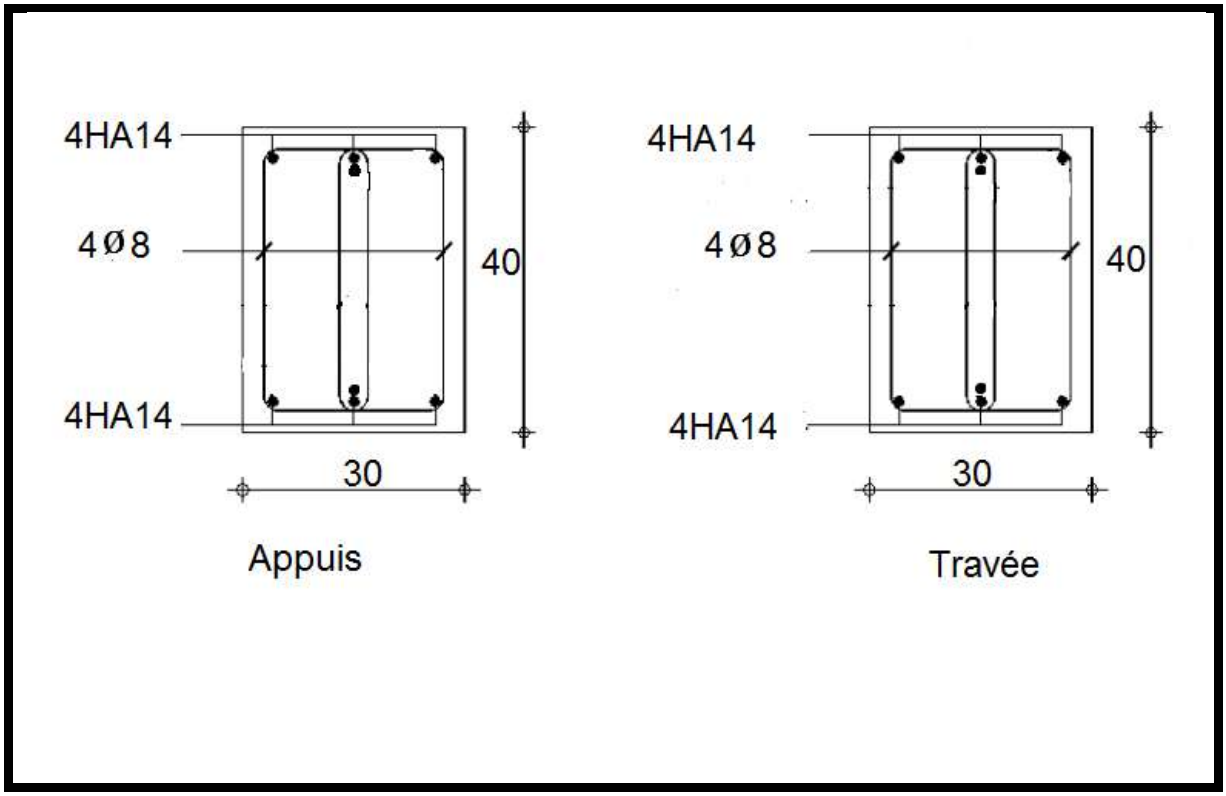


Fig. V.4 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

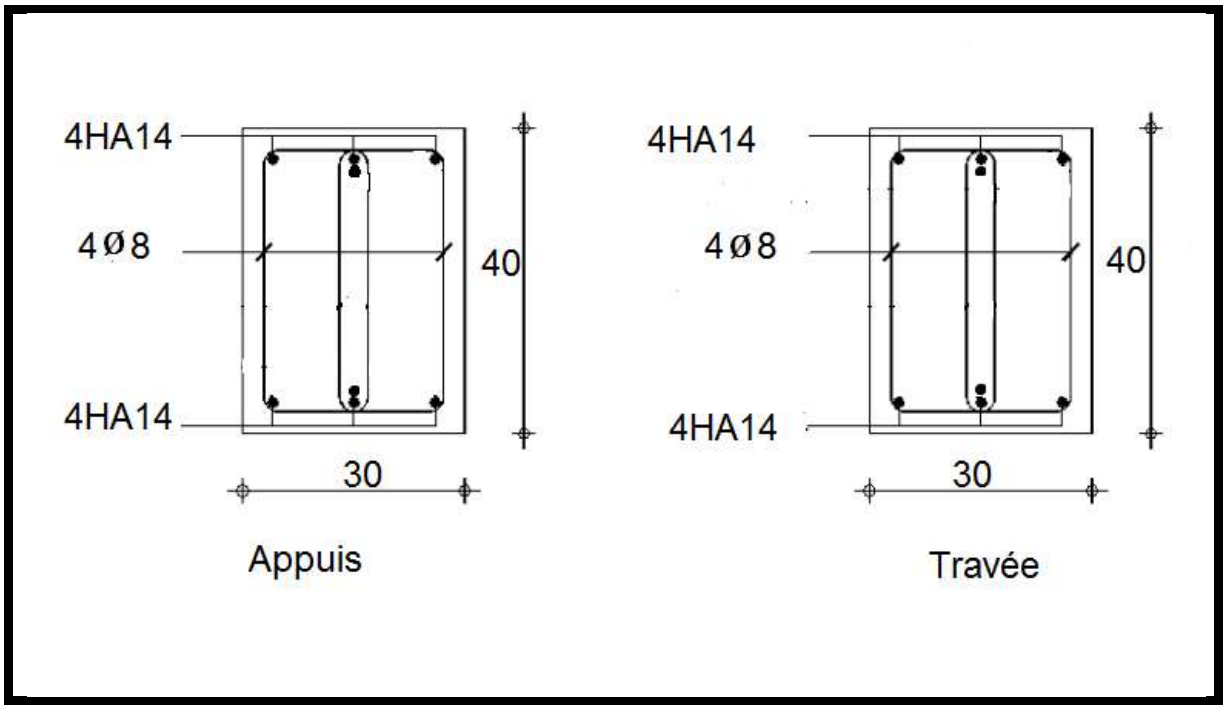


Fig. V.5 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse

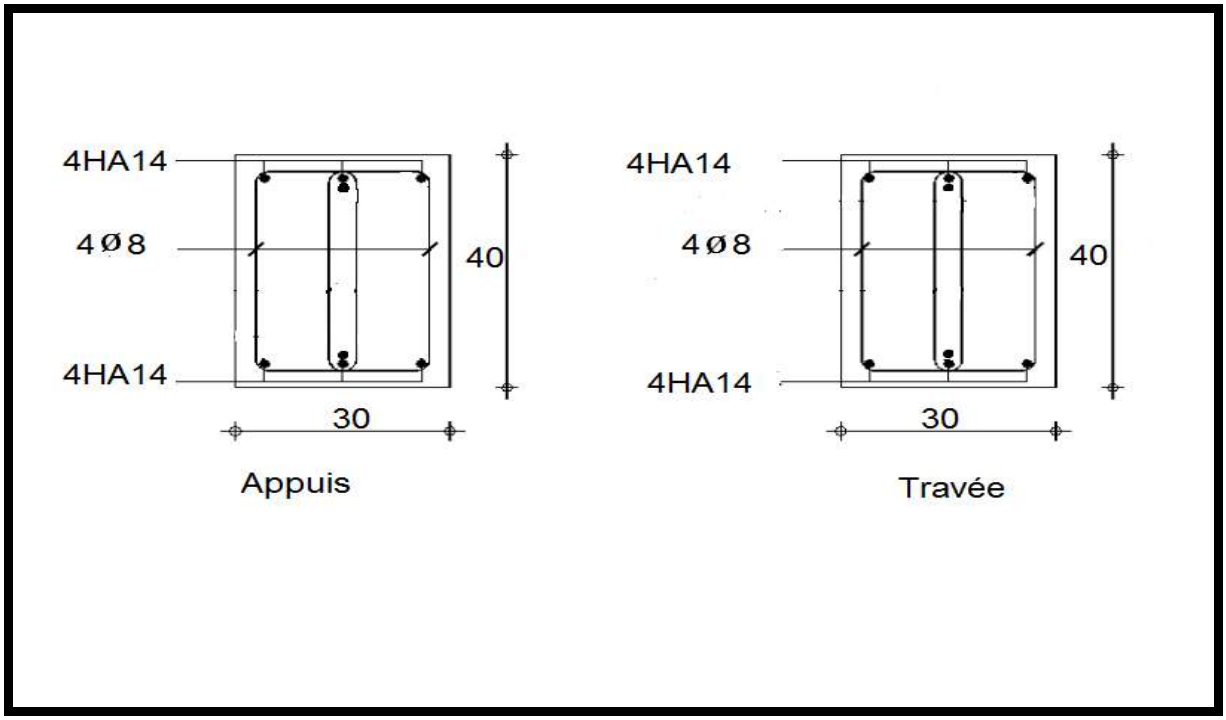


Fig. V.6 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages.

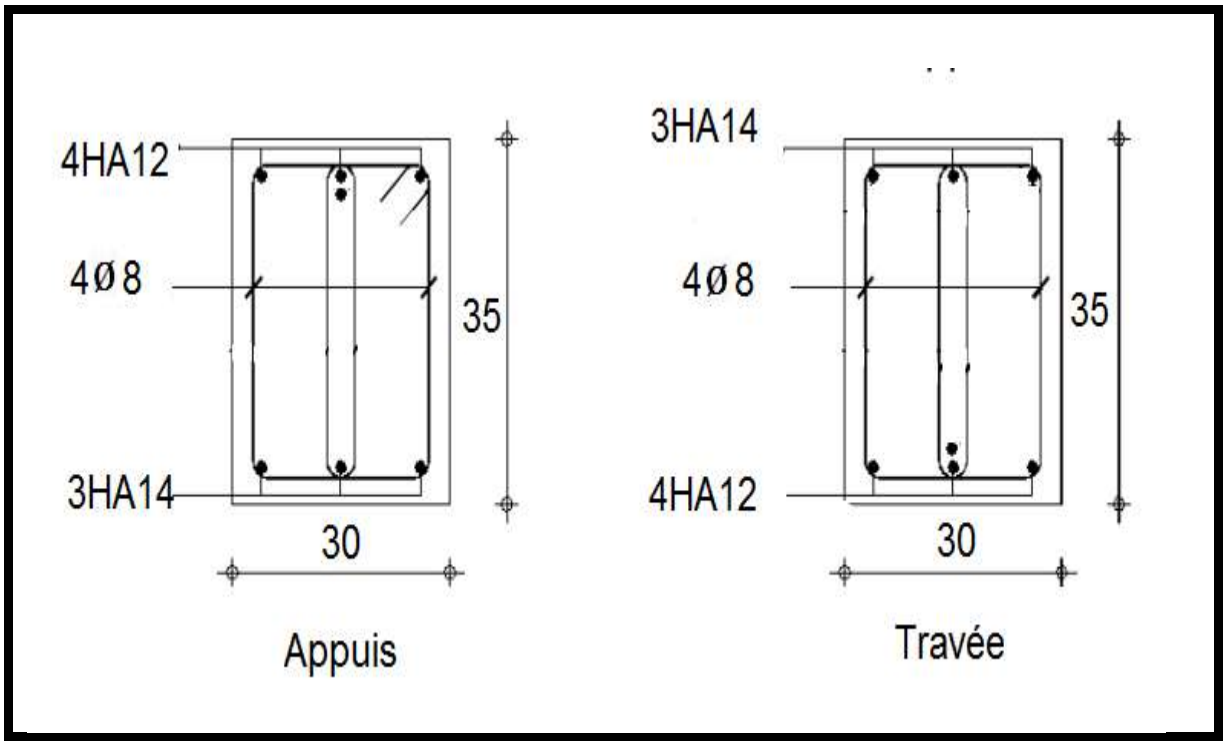


Fig. V.7 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires au niveau terrasse.

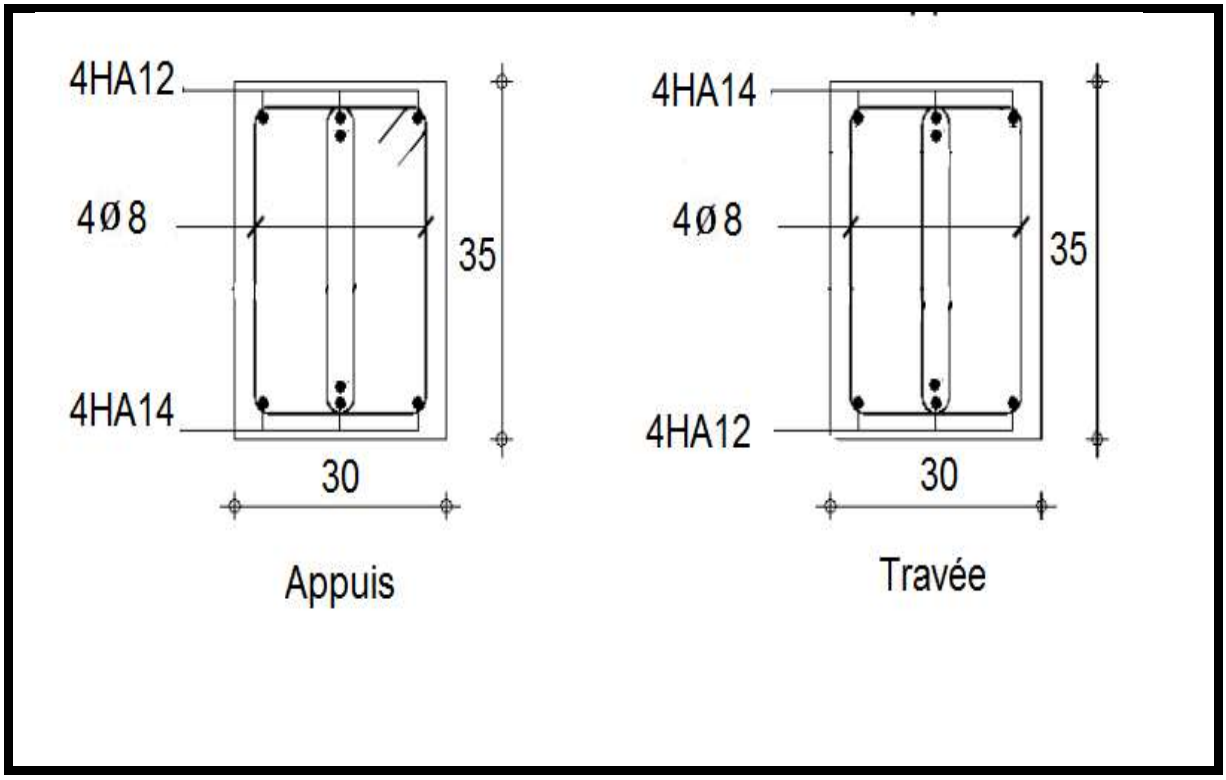


Fig.V.7 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages.

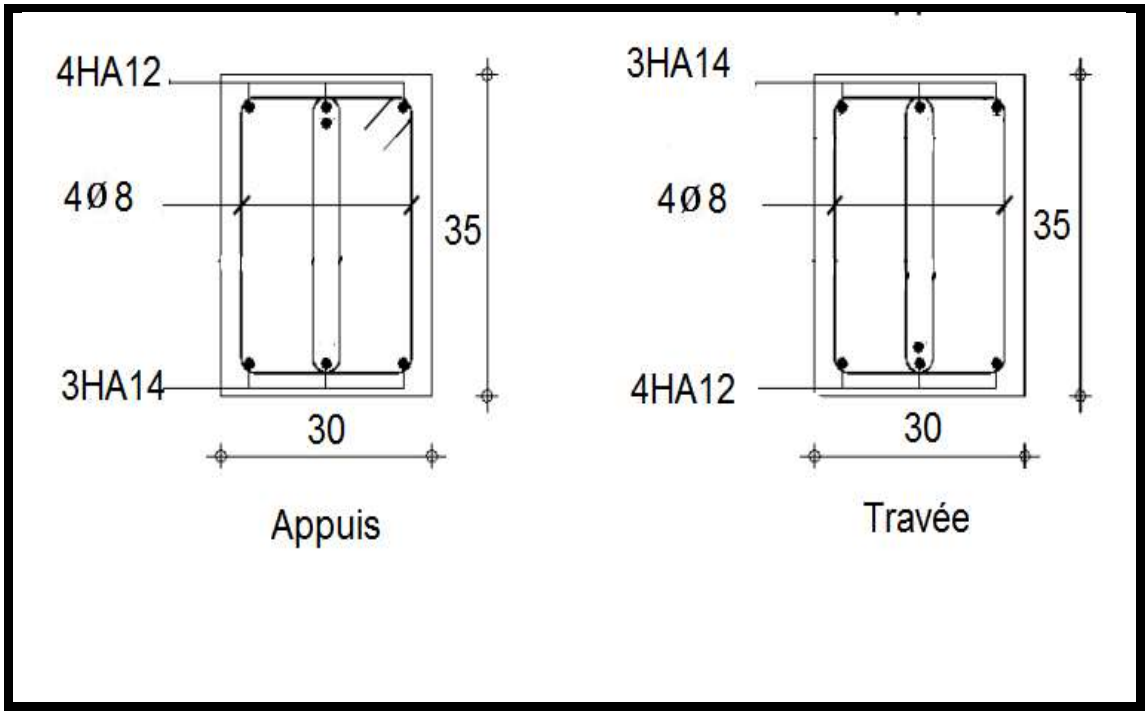


Fig. V.8 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages.

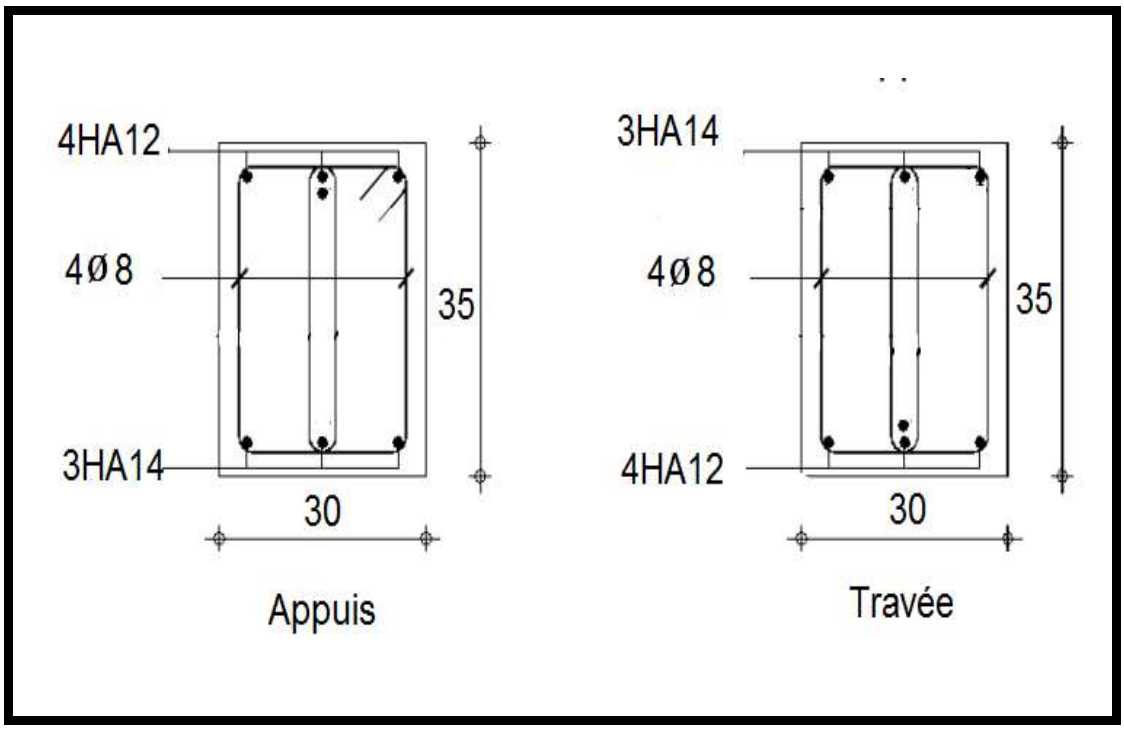


Fig. V.9 : Ferraillages des poutres secondaires de rive au niveau terrasse.

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.3.1 Introduction:

Les poteaux calculés sont soumis à un effort " N " avec absence de moment fléchissant. La compression simple est prédominante.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Tableau V.15 : Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

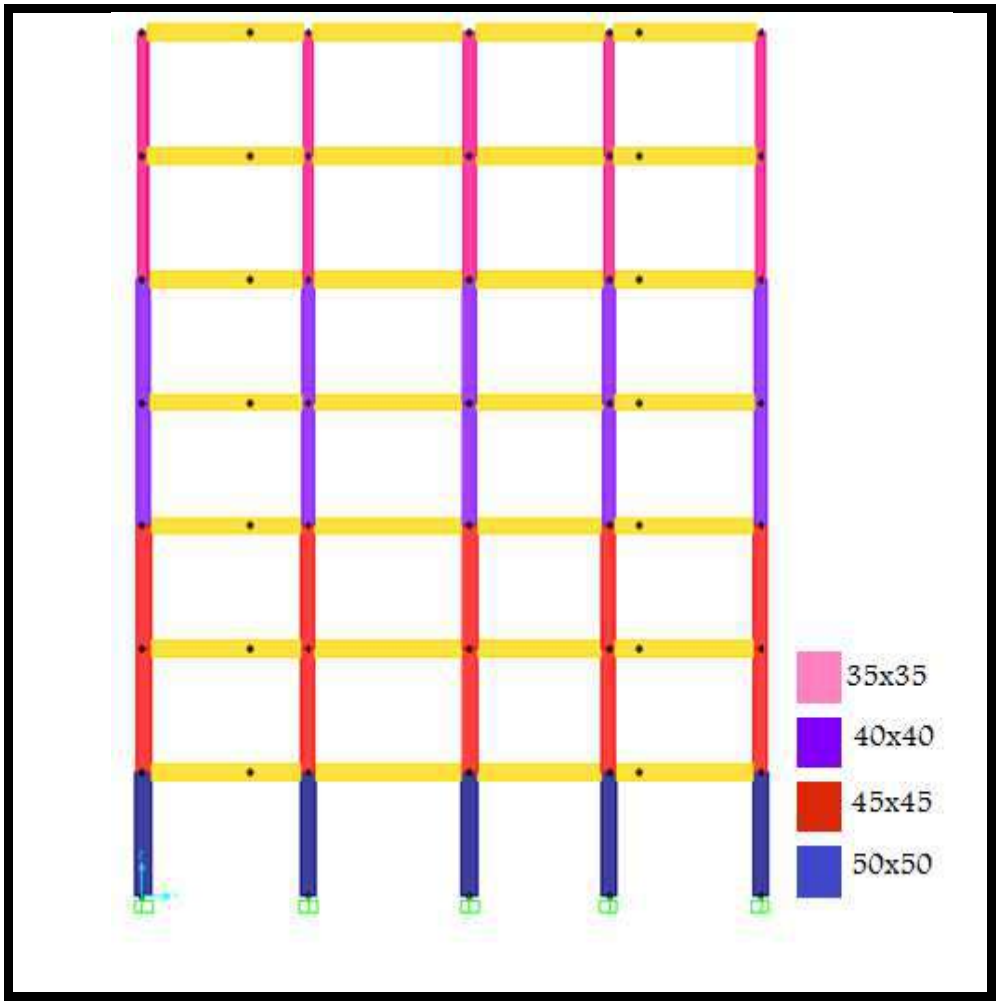


Fig. V.10 :.Les sections des poteaux

V.3.2 Ferraillage longitudinale :

V.3.2.1 Définition

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissantes sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

- **Effort normal résistant**

Une section en béton armé d'aire B contenant une section d'acier A résiste théoriquement à un effort normal ultime :

$$N= B f_{bu}+ As (2‰)$$

❖ **Poteaux soumis à une compression centrée**

Pratiquement, les charges transmises aux poteaux ne sont jamais parfaitement centrées (Imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie de chargement etc…)

Réglementairement **CBA [Art. B.8.4],** un poteau est réputé soumis à une "compression centrée" si :

- l'excentricité de l'effort normal est faible (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central).
- l'imperfection géométrique du poteau est estimée au plus égale à max **(1cm, ℓo/500)** avec
- **ℓo**= la longueur libre du poteau.
- l'élancement mécanique "**λ**" du poteau est inférieur ou égal à **70**.

❖ **Poteau d'un bâtiment courant :**

Pour les bâtiments à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voile, cage d'escaliers etc.…) avec continuité des poteaux et de leur section, la longueur de flambement "ℓf " est prise égale à :

- **0.7ℓo** si le poteau est à ses extrémités :
  - soit encastré dans un massif de fondation
  - soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré et le traversant de part en part.
  - **ℓo** dans les autres cas

ℓo = longueur libre du poteau

La longueur libre d'un poteau de bâtiment **CBA [Art. B 8.3 .1]** est compté entre faces Supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

❖ **Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant :**

• L'étude du flambement suivant les prescriptions de l'article **A .4.4 du BAEL [4]** étant Compliquée, on a été amené, dans le cas des poteaux soumis à une "compression centrée", à considérer des règles forfaitaires simples.

• L'effort normal résistant ultime (ou force portante) du poteau est obtenu par correction de la formule théorique comme suit **CBA [Art. B .8.4] [2]**:

- **à l'ELU de résistance :**
- ✓ **à l'ELU de stabilité de forme :**

Les sections des poteaux soumis à la compression simple doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Avec :

B : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

Br: Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son Périphérique.

α : coefficient

Pour **λ≤ 50 :**

Pour **50≤ λ≤ 70 :**

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb : Coefficient de sécurité du béton tel que:

- γb = 1, 5 Situation durable ou transitoire.

- γb =1, 15 Situation accidentelle.

- γs : Coefficient de sécurité de l'acier tel que:

- γs = 1, 15 Situation durable ou transitoire.

- γs = 1, 0 Situation accidentelle.

Tableau V.16: vérification des armatures à ELU des poteaux.

Niveau (m)		Combinaison	N (KN)	M_u (KN. m)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Amin (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
35*35	**21.42**	G+Q+Edy	412.11	0	5.6	8HA12=9.05	11.02	8HA14=12.32
	18.36	G+Q+Edy		0		8HA12=9.05		8HA14=12.32
40*40	**15.30**	1,35.G+1,5.Q	853.01	0	6.4	8HA12=9.05	14.40	4HA14+8HA12= 15.2
	12.24	1,35.G+1,5.Q		0		8HA12=9.05		4HA14+8HA12=15.2
45*45	**9.18**	1,35.G+1,5.Q	1330.63	0	7.6	8HA12=9.05	18.22	12HA14=18.47
	6.12	1,35.G+1,5.Q		0		8HA12=9.05		12HA14=18.47
50*50	**3.06**	1,35.G+1,5.Q	1918.76	0	8	8HA12=9.05	22.50	12HA16=24.13

V.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A}.$$

$$\sigma_s = 15\,\sigma_b$$

V.3.2.2.a. Recommandations des règlements:

- ***Selon le CBA :***

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ mètre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RAP 99: [Art 7.4.2.1]**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III (Alger).

$0.9\% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 0.4$ Zone courante.

$0.9\% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 0.6\%$ zone recouvrant.

- Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- he : la hauteur d'étage.

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h' Et il faut vérifier que :

❖ Pour la fissuration peu nuisible :

$\sigma b \leq [\sigma b] = 0.6.fc28 = 15MPa$

❖ Pour la fissuration préjudiciable:

$\sigma b \leq [\sigma b] = 0.6.fc28 = 15MPa$ Et $\sigma s \leq [\sigma s] = 202Mpa$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17 : vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	N°	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	σ_b (MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
50x50	**3.06**	1010.702	24.13	3.5	53	Oui	Oui
45x45	**6.12**	848.910	18.47	3.7	55.3	Oui	Oui
	9.18						
40x40	**12.24**	545.996	15.2	3	44.8	Oui	Oui
	15.3						
35x35	**18.36**	267.56	12.32	1.9	28.5	Oui	Oui
	21.42						

Tableau .V .18.Vérification de ferraillage des poteaux avec le règlement.

Niveau	Section (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	Vérification
6éme	**35x35**	8HA14=12.32	11.03	1.225	Oui
5éme		8HA14=12.32	11.03	1.225	Oui
4éme	**40x40**	4HA14+8HA12=15.21	14.40	1.600	Oui
3éme		4HA14+8HA12=15.21	14.40	1.600	Oui
2éme	**45x45**	12HA14=18.47	18.23	2.025	Oui
1er		12HA14=18.47	18.23	2.025	Oui
RDC	**50x50**	12HA16=24.13	22.50	2.500	Oui

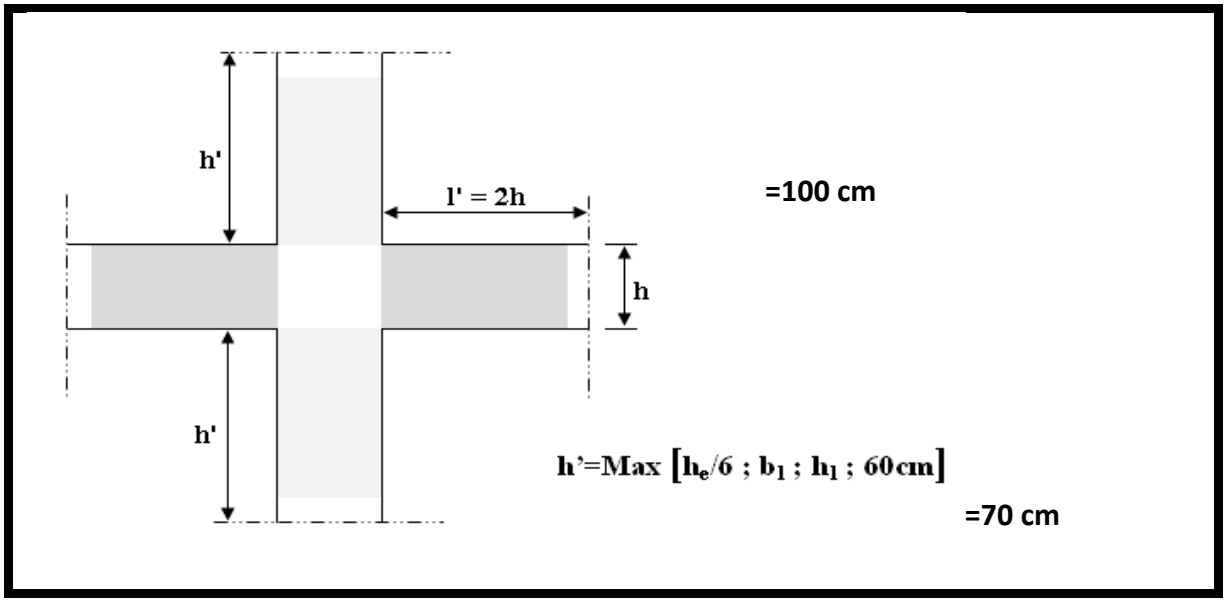


Fig.V.11 : définition de la zone nodale dans les poteaux

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

V.3.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ par CBA93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau}u$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Tableau V.19: Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$

Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 4.34 MPa

❖ **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ \mathbf{i} &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Pour une section carrée de côté ‘’a’’ l’élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.3.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

La contrainte tangentielle est vérifiée automatiquement par l’absence d’efforts tranchants totalement réduit par la présence des voiles (R=3.5).

Transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l’effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l’élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003 [1]** est donnée par **:**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & si \quad \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm.

❖ **Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.2]**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est

Donnée par la relation :

Φℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- At=nt.at : avec nt est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

(Dans les cas de flexion composée)

Avec :

- St ≤ Min [0.9d, 40cm]

- Et :

$\frac{A_t.fe}{b_a S_T} \geq$ 0.4 MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 [1]**

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Zone	St RPA Cm	St CBA cm	At CBA cm^2	At RPAcm^2	St finale cm	Choit
35x35	**courante**	12	29.25	1.023	1.26	10	4 Φ 8=2.01MM5
	Nodale	10				5	4 Φ 8=2.01
40x40	**courante**	12	33.75	1.35	1.44	10	4 Φ 8=2.01
	Nodale	10				5	4 Φ 8=2.01
45x45	**courante**	12	38.25	1.72	1.62	10	4 Φ 8=2.01
	Nodale	10				5	4 Φ 8=2.01
50x50	**courante**	12	40	2	1.8	10	4 Φ 8=2.01
	Nodale	10				5	4 Φ 8=2.01

V.3.3.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

[1] ►► [Art 7.4.2.2] f◄◄:

Tableau V.21 vérification d'armatures transversales minimale

Section	Zone	$\frac{A_t}{b_a S_T}$ %	$\frac{A_t}{b_a S_T}$> **0. 3%**
35*35	**Courante**	0.574	Oui
	Nodale	1.148	Oui
40*40	**Courante**	0.502	Oui
	Nodale	1.005	Oui
45*45	**Courante**	0.446	Oui
	Nodale	0.893	Oui
50*50	**Courante**	0.402	Oui
	Nodale	0.804	Oui

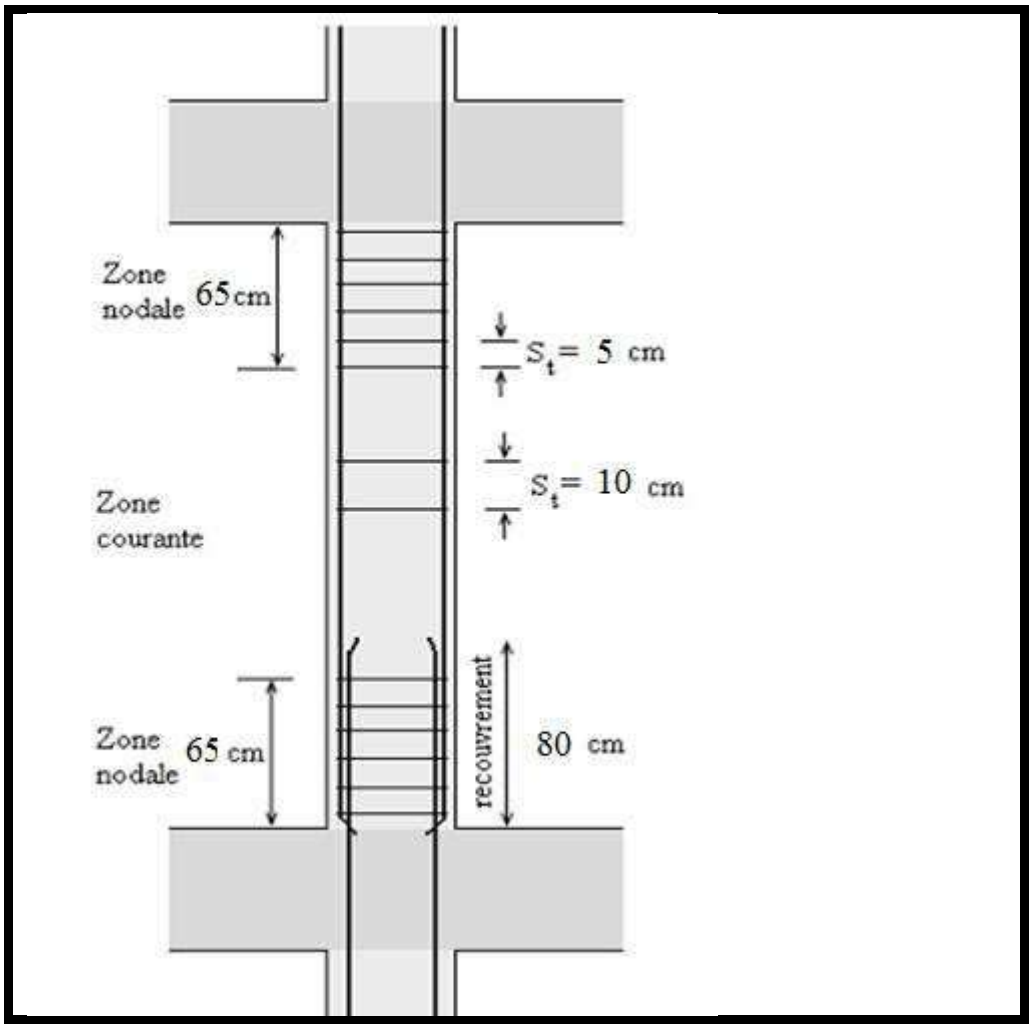


Figure V.12 : Disposition des armatures dans les poteaux

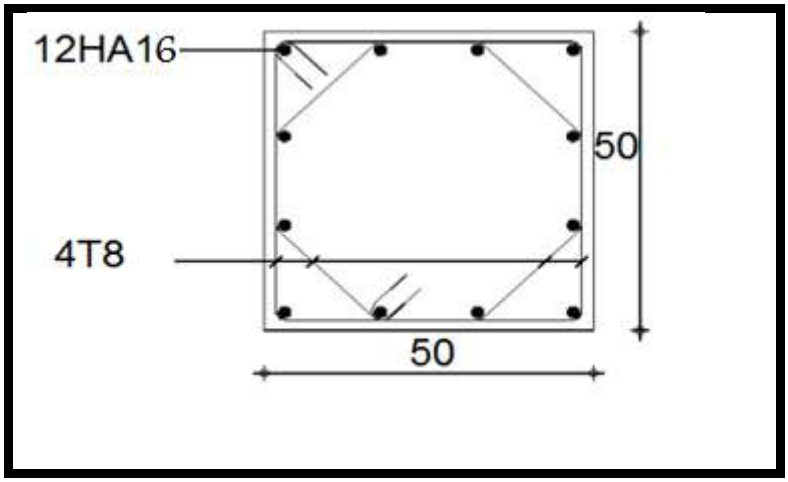


Fig. V.13 : Ferraillage des poteaux (50×50)

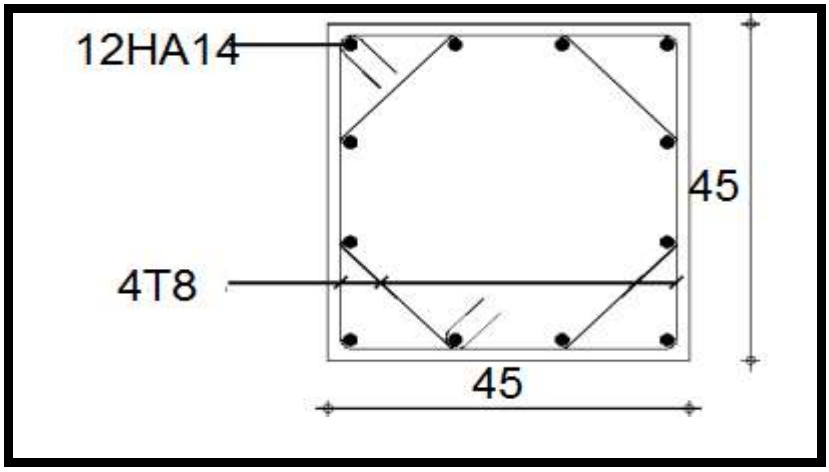


Fig. V.14 : Ferraillage des poteaux (45×45)

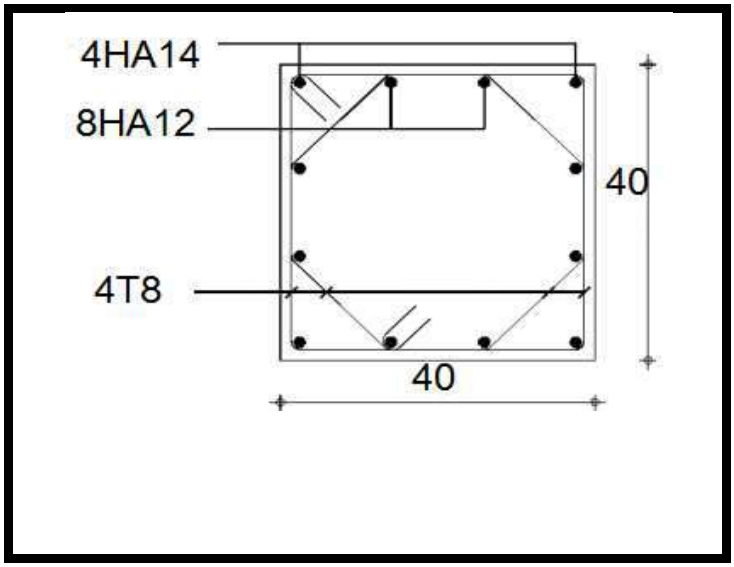


Fig. V.15 : Ferraillage des poteaux (40×40).

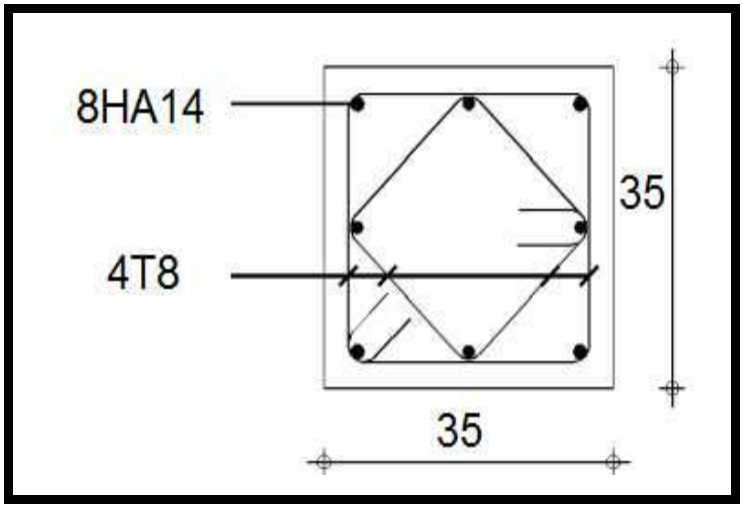


Fig. V.16 : Ferraillage des poteaux (35×35).

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES:

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- ❖ Les aciers verticaux.
- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2.1 Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

V.4.2.2. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93 [2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{.A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

✓ a = l'épaisseur du voile

✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.

Avec :

✓ B : section du voile.

✓ a : épaisseur du voile.

✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93 [2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- ✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003 [1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.2.3. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

(RPA 99 [1] et CBA 93 [2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.5a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

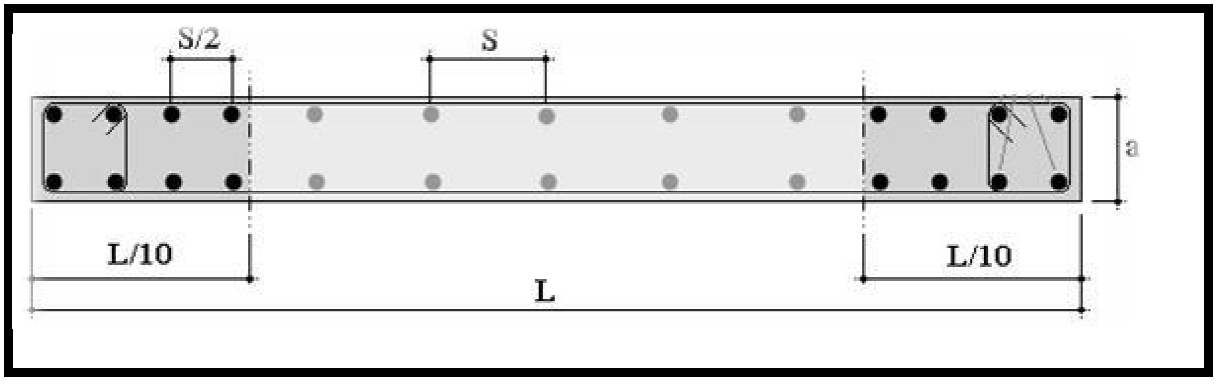


Fig .V.17 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.2.4Ferraillage des voiles pleins :

V.4.2.4.a. Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.22 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

A.1.Les voiles Suivant x : LV1=3.14

Tableau .V.23 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

N°	Section cm^2	Comb	N KN	M KN.m	A_{cal} cm^2	St		$A_{Choisi}(cm^2)$
						Zc	Zn	
RDC	264*15	G+Q+Edx	1291.91	2085.57	11.2	20	10	2(16HA10)=12.57
1er	269*15	G+Q+Edx	1221.00	1324.38	11.4	20	10	2(16HA10)=12.57
2eme	269*15	G+Q+Edx	10110.4	952.15	11.4	20	10	2(16HA10)=12.57
3eme	274*15	G+Q+Edx	886.61	650.58	11.6	20	10	2(16HA10)=12.57
4eme	274*15	G+Q+Edx	661.44	436.39	11.6	20	10	2(16HA10)=12.57
5eme	279*15	G+Q+Edx	487.44	251.15	11.8	20	10	2(16HA10)=12.57
6eme	279*15	G+Q+Edx	248.24	225.25	11.8	20	10	2(16HA10)=12.57

A.2.Les voiles Suivant y : L V1=3 m, LV2=2.20 m

Tableau V.24 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

N°	voile	Section cm^2	Comb	N(KN)	M	A_{Ca}	S_T		A_{Choisi} Cm^2
							Zc	Zn	
RDC	V2	275*15	G+Q+Edy	1325.45	1612.99	10.6	20	10	2(16HA10)=12.57
	V3	195*15		1194.88	674.983	7.40	20	10	2(12HA10)=9.42
1er	V2	277.5*15	G+Q+Edy	869.502	748.160	10.8	20	10	2(16HA110)=12.57
	V3	197.5*15		1361.11	661.741	7.6	20	10	2(12HA10)=9.42
2eme	V2	277.5*15	G+Q+Edy	667.104	579.633	10.8	20	10	2(16HA10)=12.57
	V3	197.5*15		1228.66	412.617	7.6	20	10	2(12HA10)=9.57
3eme	V2	280*15	G+Q+Edy	626.844	519.831	11.00	20	10	2(16HA1)=12.57
	V3	200*15		1072.766	341.360	7.80	20	10	2(12HA10)=9.57
4eme	V2	280*15	G+Q+Edy	539.983	210.279	11.00	20	10	2(16HA10)=13.35
	V3	200*15		801.496	244.428	7.8	20	10	2(12HA10)=10.21
5eme	V2	282.5*15	G+Q+Edy	401.351	198.993	11.2	20	10	2(17HA10)=13.35
	V3	202.5*15		522.476	153.722	8.00	20	10	2(13HA10)=10.21
6eme	V2	282.5*15	G+Q+Edy	194.353	104.470	11.2	20	10	2(17HA10)=13.35
	V3	202.5*15		243.993	118.344	8.00	20	10	2(13HA10)=10.21

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

B.1.Les voiles Suivant x :

Tableau .V.25 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains.

Niveau	L(m)	N_{ser}	M_{ser}	A(cm2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma b}$	σ_s Mpa	$\overline{\sigma s}$	Vérf
RDC	264	1200.69	239.737	12.57	3.8	15	31.5	202	Oui
1er	269	1153.169	549.914	12.57	5.2	15	8.4	202	Oui
2éme	269	971.696	226.577	12.57	3.2	15	23.0	202	Oui
3éme	274	865.583	388.526	12.57	3.7	15	8.1	202	Oui
4éme	274	653.586	303.261	12.57	2.8	15	5.5	202	Oui
5éme	279	483.504	100.074	12.57	1.4	15	12.0	202	Oui
6éme	279	242.468	93.023	12.57	0.9	15	3.3	202	Oui

B.2.Les voiles Suivant y :

Tableau .V.26 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains suivant y

Niveau	L(m)	N_{ser}	M_{ser}	A(cm2)	σ_b Mpa	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s Mpa	Vérif
RDC	275	608.072	444.695	12.57	4.00	15	8.4	202	Oui
	195	861.091	285.015	9.42	6.4	15	7.8	202	Oui
1er	277.5	565.456	234.206	12.57	2.5	15	6.1	202	Oui
	197.5	788.540	270.741	9.42	5.7	15	6.3	202	Oui
2éme	277.5	493.207	218.489	12.57	2.2	15	5.1	202	Oui
	197.5	670.245	388.275	9.42	8.1	15	53.6	202	Oui
3éme	280	423.454	128.796	12.57	1.6	15	8.0	202	Oui
	200	574.630	390.606	9.42	7.7	15	66.2	202	Oui
4éme	280	362.908	85.015	12.57	1.2	15	8.7	202	Oui
	200	438.485	313.426	9.42	6.1	15	55.1	202	Oui
5éme	282.5	263.029	62.855	13.35	0.9	15	6.2	202	Oui
	202.5	311.367	222.605	10.21	3.3	15	12.6	202	Oui
6éme	282.5	149.007	60.730	13.35	0.6	15	1.8	202	Oui
	202.5	147.131	87.902	10.21	1.4	15	3.6	202	Oui

Tableau V.27. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003.

Niveau	Voile	section	$A_{choisis}$	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérif
RDC	V1	264x15	2(16HA10)=12.57	3.960	5.940	Oui
	V2	275*15	2(16HA10)=12.57	4.125	6.187	Oui
	V3	195*15	2(12HA10)=9.42	2.925	4.387	Oui
1er	V1	269x15	2(16HA10)=12.57	4.035	6.052	Oui
	V2	277.5*15	2(16HA10)=12.57	4.162	6.243	Oui
	V3	197.5*15	2(12HA10)=9.42	2.962	4.443	Oui
2éme	V1	269x15	2(16HA10)=12.57	4.035	6.052	Oui
	V2	277.5*15	2(16HA10)=12.57	4.162	6.243	Oui
	V3	197.5*15	2(12HA10)=9.42	2.962	4.443	Oui
3éme	V1	274x15	2(16HA10)=12.57	4.110	6.165	Oui
	V2	280x15	2(16HA10)=12.57	4.200	6.30	Oui
	V3	200x15	2(12HA10)=9.42	3.00	4.50	Oui
4éme	V1	274x15	2(16HA10)=12.57	4.110	6.165	Oui
	V2	280x15	2(16HA10)=12.57	4.200	6.30	Oui
	V3	200x15	2(12HA10)=9.42	3.00	4.50	Oui
5éme	V1	279x15	2(16HA10)=12.57	4.185	6.277	Oui
	V2	282.5*15	2(17HA10)=13.35	4.237	6.376	Oui
	V3	202.5*15	2(13HA10)=10.21	3.037	4.556	Oui
6éme	V1	279x15	2(16HA10)=12.57	4.185	6.277	Oui
	V2	282.5*15	2(17HA10)=13.35	4.237	6.376	Oui
	V3	202.5*15	2(13HA10)=10.21	3.037	4.556	Oui

V.4.2.4.b. Calcul des armateurs horizontaux :

b.1.vérification des efforts tranchant :

b.1.1.Suivant x :

Tableau. V.28. vérification de l'effort tranchant.

N°	Voile	e (cm)	V (KN)	$\overline{V}$	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	Vérification
6eme	V1	15x271	687.44	962.42	2.32	5	Oui
5eme	V1	15x271	572.56	801.58	1.93	5	Oui
4eme	V1	15x271	488.99	68459	1.65	5	Oui
3eme	V1	15x271	425.73	596.03	1.43	5	Oui
2eme	V1	15x271	352.07	492.90	1.19	5	Oui
1er	V1	15x271	272.51	381.51	0.92	5	Oui
RDC	V1	15x271	225.25	315.35	0.76	5	Oui

b.1.2.Suivant y :

Tableau. V.29. vérification de l'effort tranchant.

N°	Voile	section (cm)	V (KN)	$\overline{V}$	τ_b(Mp)	$\overline{\tau}$(Mpa)	Vérif
6eme	V2	15x266	674.40	944.16	2.28	5	Oui
	V3	15x266	435.67	609.9	1.47	5	Oui
5eme	V2	15x266	632.72	885.820	2.13	5	Oui
	V3	15x266	392.85	549.68	1.32	5	Oui
4eme	V2	15x266	579.63	811.48	1.96	5	Oui
	V3	15x266	404.22	565.91	1.36	5	Oui
3eme	V2	15x266	521.62	730.26	1.76	5	Oui
	V3	15x266	390.59	546.83	1.32	5	Oui
2eme	V2	15x266	434.57	608.39	1.46	5	Oui
	V3	15x266	335.92	470.30	1.13	5	Oui
1er	V2	15x266	335.24	469.34	1.14	5	Oui
	V3	15x266	244.30	342.02	0.82	5	Oui
RDC	V2	15x266	324.67	454.54	1.07	5	Oui
	V3	15x266	199.05	278.67	0.67	5	Oui

b.2.Calcule des armatures

b.2.1. Suivant x:

Tableau .V.30 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins .

Etage	Voile	Section Cm^2	S_H (cm^2)		$S_{h\ adopté}$	$A_{choisie}$ (cm^2)
			RPA	CBA		
6eme	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
5eme	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
4eme	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
3eme	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
2eme	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
1er	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00
RDC	V1	15x271	22.5	40	20	2(14HA10)=11.00

b. 2.2Suivant y :

Tableau V.31 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

N°	Voile	section (cm)	S_H (cm^2)		$S_{h\ adoptée}$	$A_{choisie}$ (cm^2)	Ver
			RPA	CBA			
6eme	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
5eme	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
4eme	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
3eme	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
2eme	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
1er	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
RDC	V2	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui
	V3	15x266	40	22.5	20	2(14HA10)=11.00	Oui

V.4.2.4.c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles,

$\emptyset_v = 10mm \Rightarrow \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \Rightarrow$ On adopte: $\emptyset_t = 6mm$.

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

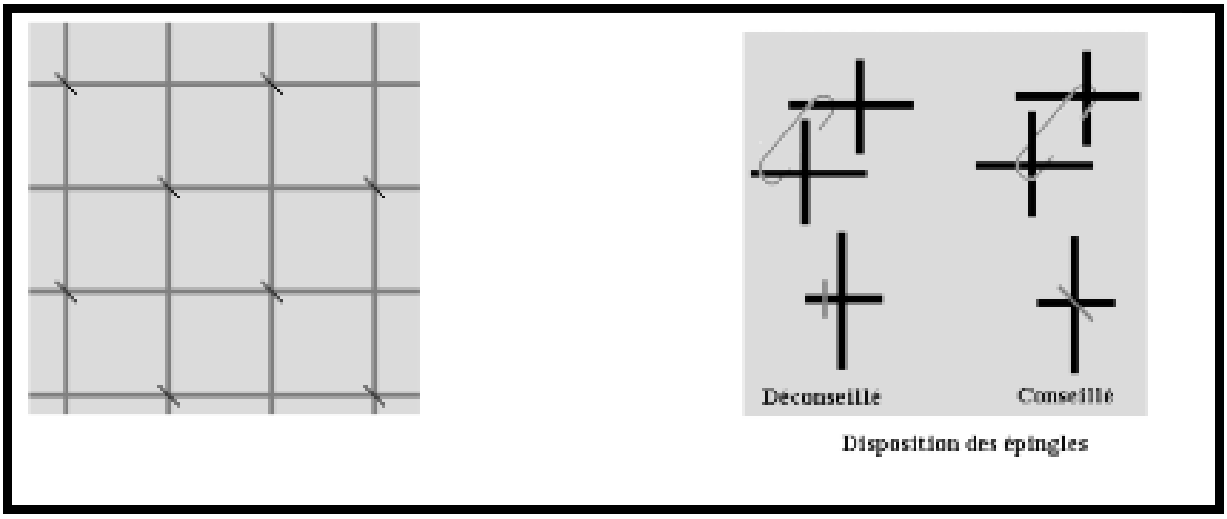


Fig .V.18 : Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

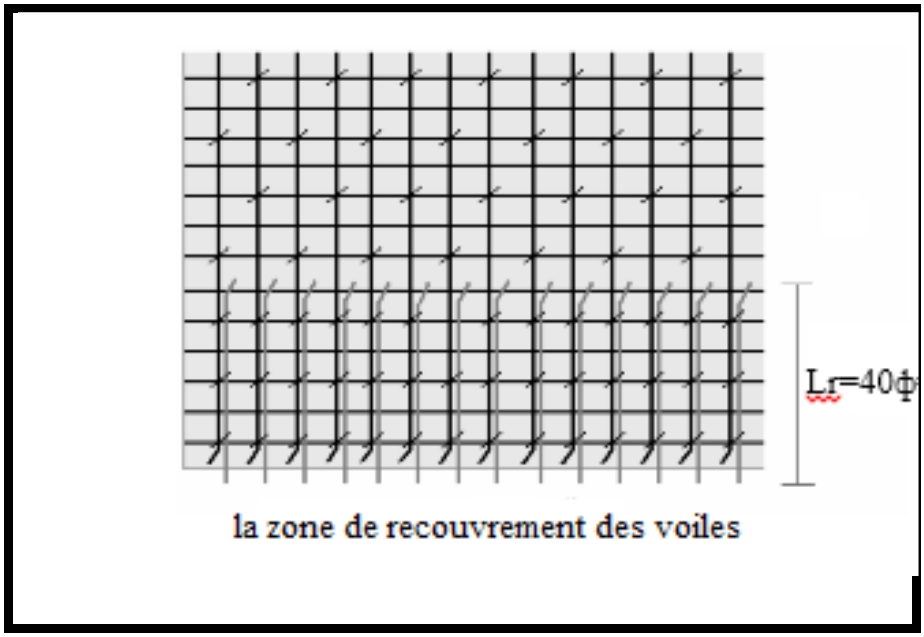


Fig .V.19 : La zone de recouvrement des voiles.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3.4.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.3.4.a.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.32 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux.

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15*100	881.21	268.57	0.8G+ Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
1ère étage	V_4	15*100	727.22	304.26	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
2eme étage	V_4	15*100	552.61	294.98	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
3eme étage	V_4	15*100	435.33	264.49	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
4eme étage	V_4	15*100	282.56	225.44	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
5eme étage	V_4	15*100	175.80	176.10	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71
6emeétage	V_4	15*100	73.12	162.18	G+Q+Edx	4.6	15	2(6HA10)=4.71

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.33 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux.

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_4	15*100	214.36	14.76	4.71	1.7	15	25.7	202	C.V
1ère étage	V_4	15*100	194.12	24.99	4.71	1.9	15	28.3	202	C.V
2eme étage	V_4	15*100	161.20	30.03	4.71	1.9	15	27.6	202	C.V
3eme étage	V_4	15*100	138.75	31.43	4.71	1.8	15	26.1	202	C.V
4eme étage	V_4	15*100	104.33	34.49	4.71	1.7	15	24.4	202	C.V
5eme étage	V_4	15*100	76.14	35.41	4.71	1.5	15	22.3	202	C.V
6emeétage	V_4	15*100	40.42	42.30	4.71	1.5	15	22.1	202	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.34 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.

Niveau	Voil	sectio(cm	V (KN)	$\bar{V}$ KN	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15x271	203.96	285.46	0.689	5	15	2(19HA10)=14.92
1ère étage	V_4	15x271	236.47	331.05	0.799	5	15	2(19HA10)=14.92
2eme étage	V_4	15x271	234.13	327.78	0.791	5	15	2(19HA10)=14.92
3eme étage	V_4	15x271	221.51	310.11	0.749	5	15	2(19HA10)=14.92
4eme étage	V_4	15x271	182.84	255.97	0.618	5	15	2(19HA10)=14.92
5eme étage	V_4	15x271	143.97	210.55	0.508	5	15	2(19HA10)=14.92
6emeétage	V_4	15x271	138.52	193.92	0.468	5	15	2(19HA10)=14.92

V.4.3.4.b. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires :**

❖ **Selon le CBA 93 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long :$\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t \, fe \, \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court λ< 1

On doit avoir :$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

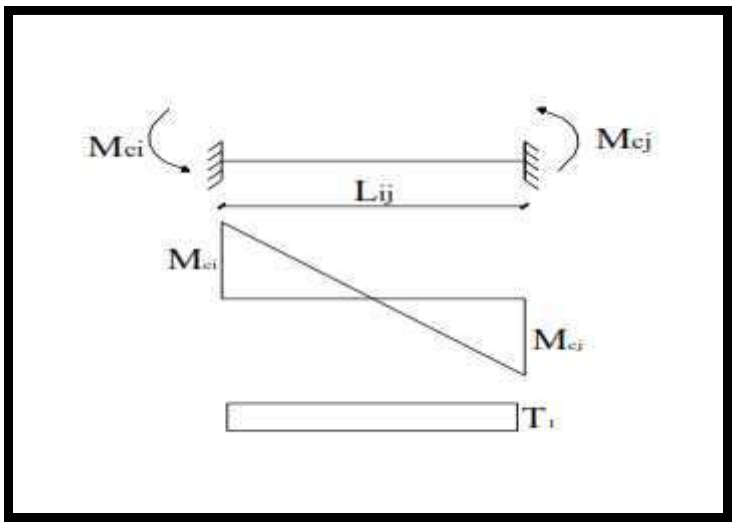


Fig.V.20 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

1. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e}$ avec: tg α = $\frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

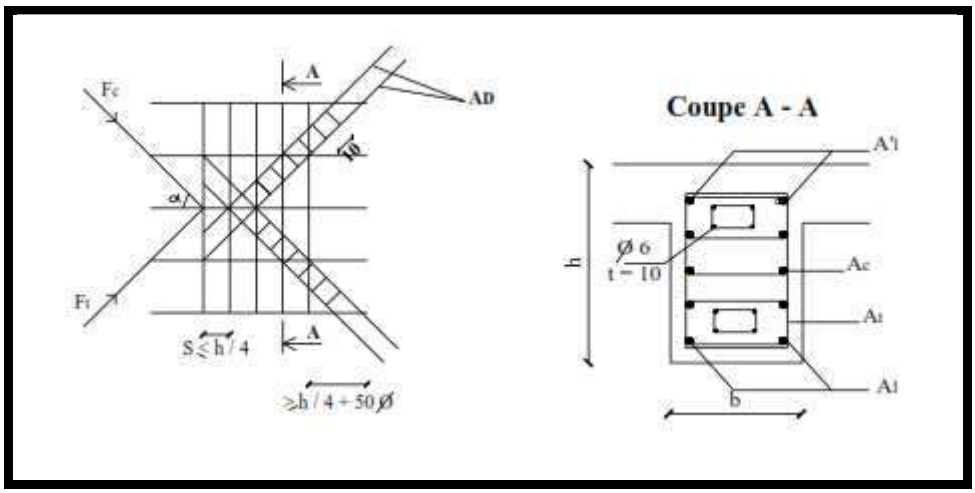


Fig.V.21 : Armatures du linteau selon le RPA 99**.**

Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :

On a :

a) Armatures longitudinales :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

b) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

b) Armatures transversales :

- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

  $A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

- $A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

  $A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.35 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	Comb	M (KN.m)	τ_b (Mpa)	$0.06f_{c28}$	
RDC	V_4	15	1.46	1.20	372.94	0.8G+Q	2.12	2.65	1.5	traction
1ère étage	V_4	15	1.46	1.20	373.87	G+Q+Edx	2.57	2.66	1.5	traction
2eme étage	V_4	15	1.46	1.20	122.74	G+Q+Edx	2.96	2.24	1.5	traction
3eme étage	V_4	15	1.46	1.20	260.84	G+Q+Edx	3.23	1.85	1.5	traction
4eme étage	V_4	15	1.46	1.20	180.39	G+Q+Edx	3.49	1.28	1.5	f.simple
5eme étage	V_4	15	1.46	1.20	116.97	G+Q+Edx	3.36	0.83	1.5	f.simple

Tableau .V.36 : Calcul d'armatures longitudinales des linteaux.

N°	A calculé (cm^2)			A_{min} RPA	St (cm)	A choisie (cm^2)		
	Ad	Al	AP			Ad	Al	AP
RDC	6.04	3.29	4.38	3.28	15	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.71
1ère étage	6.05	3.29	4.38	3.28	15	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.71
2eme étage	5.22	3.29	4.38	3.28	15	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.71
3eme étage	4.22	3.29	4.38	3.28	15	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.71
4eme étage	/	0.09	/	3.28	15	/	8HA10=6.28	/
5eme étage	/	0.08	/	3.28	15	/	8HA10=6.28	/

Tableau V.36 : Calcul d'armatures transversales des linteaux.

Niveau	S(cm^2)	V(KN)	λ	es(cm^2)	$A_{t\ calcul}$	A_t RPA	A_{choisi}
RDC	1800	372.94	0.68	15	0.56	2.7	6HA10=4.71
1ère étage	1800	373.87	0.68	15	0.56	2.7	6HA10=4.71
2eme étage	1800	122.74	0.68	15	0.56	2.7	6HA10=4.71
3eme étage	1800	260.84	0.68	15	0.56	2.7	6HA10=4.71
4eme étage	1800	180.39	0.68	15	1.58	2.7	6HA10=4.71
5eme étage	1800	116.97	0.68	15	1.58	2.7	6HA10=4.71

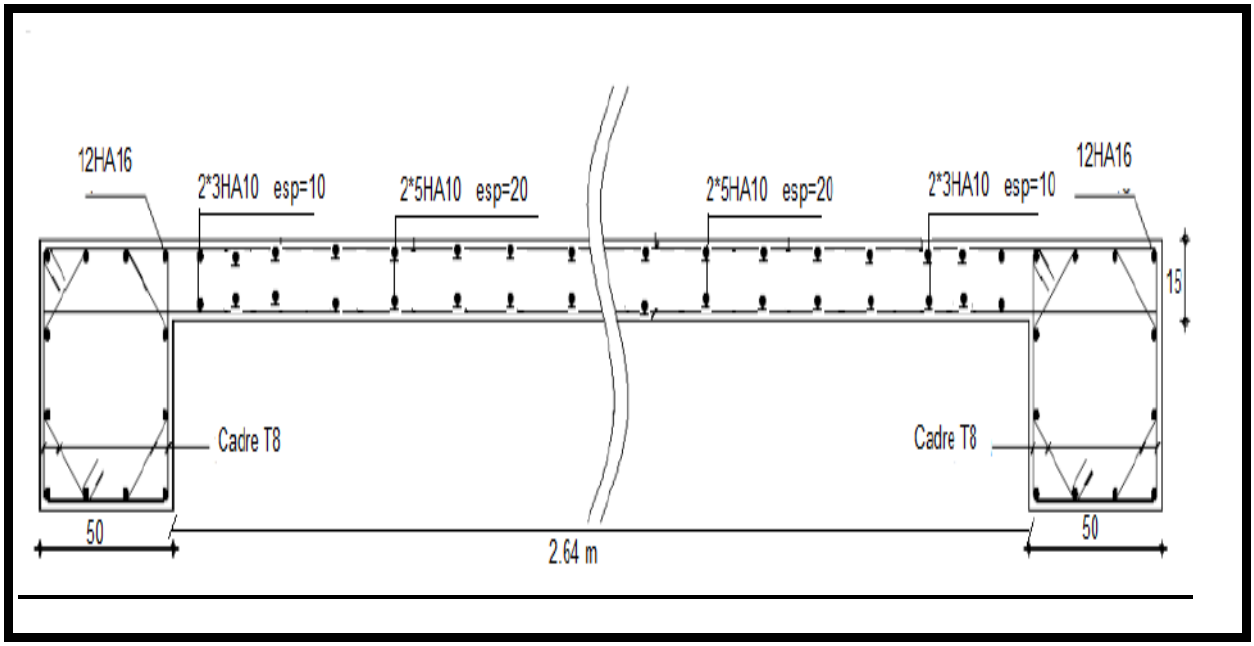


Fig.V. 22. Ferraillage du voile V1

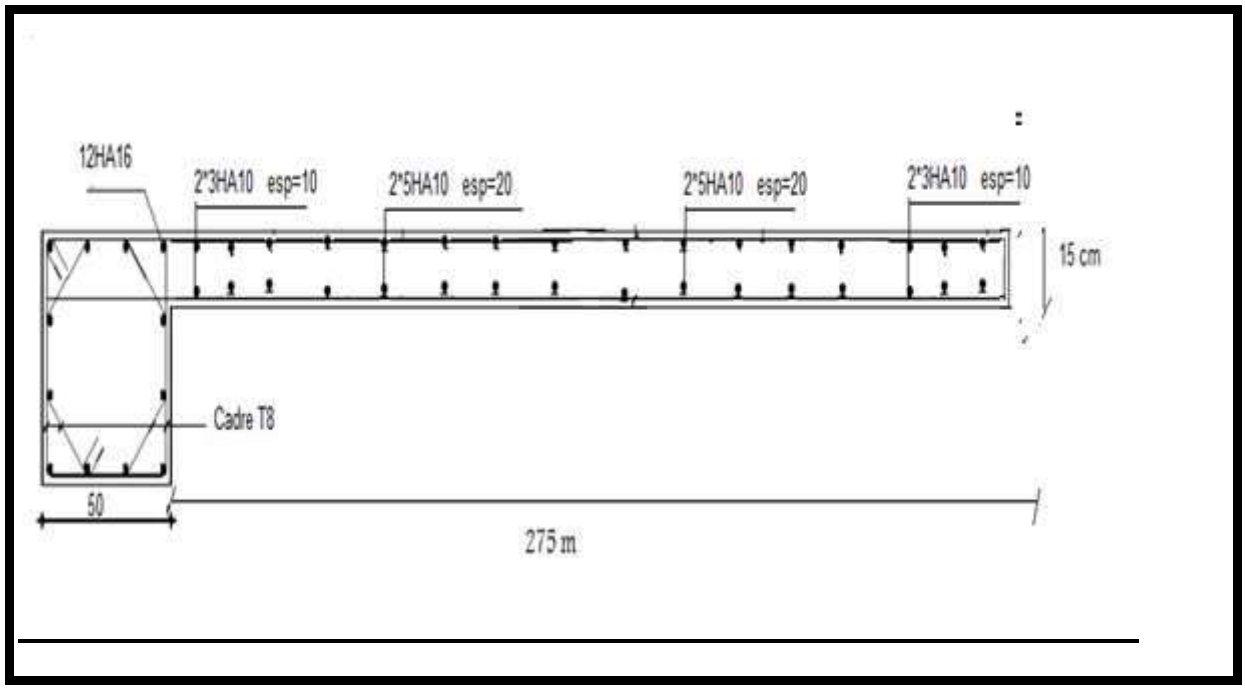


Fig. V.23. Ferraillage du voile V2

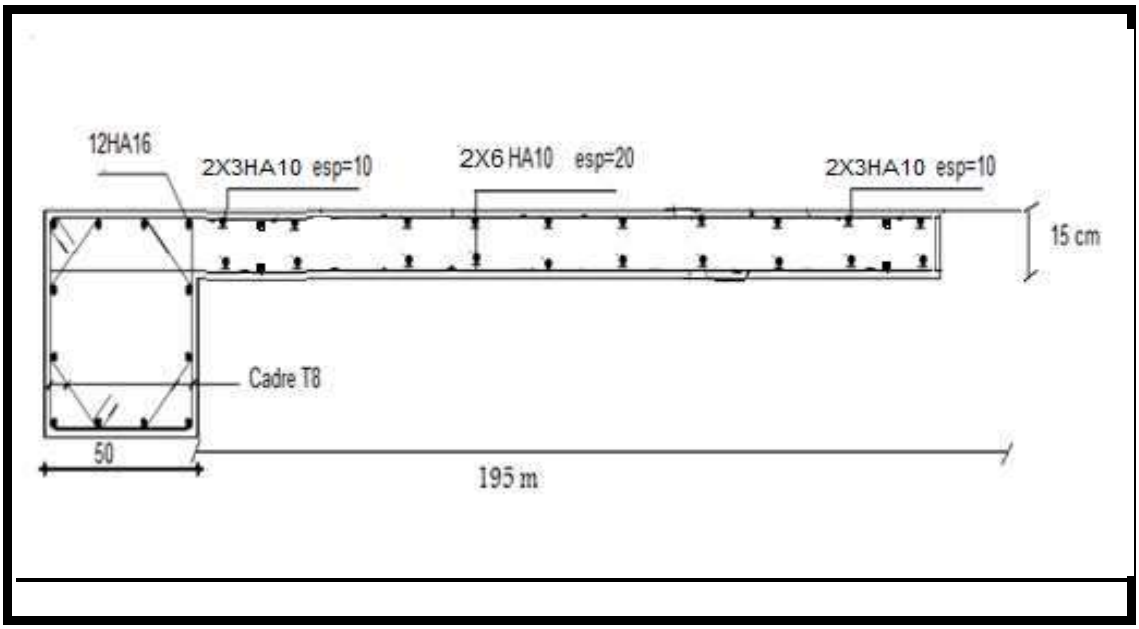


Fig.V. 24. Ferraillage du voile V3

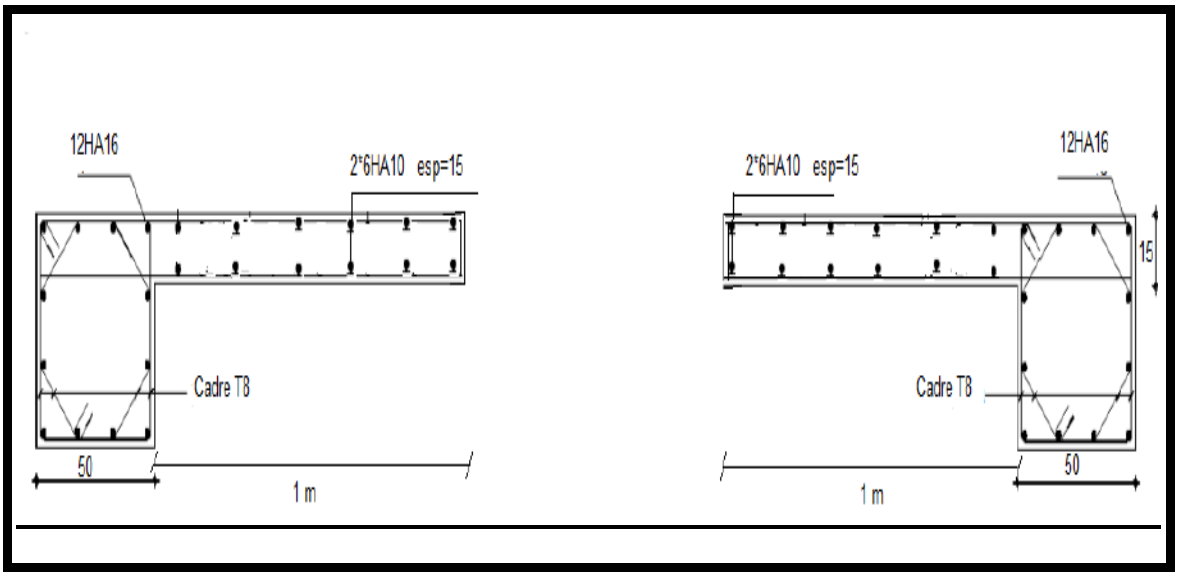


Fig.V. 25. Ferraillage du voile avec ouverture

VI.1. INTRODUCTION :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les caractéristiques mécaniques du sol est supposée généralement linéaire (uniforme trapézoïdale ou triangulaire).sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

VI.1.1 Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya d'Alger (ville)

Le projet est un bâtiment en (R+6).

VI.1.2 Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectues :

Réalisation des essais in situ :

- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'a une profondeur de 6 mètres ;

Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.3 Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ❖ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- ❖ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

• **Travaux de laboratoire**

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

✍**Conclusion :**

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude

permet d'énoncer les conclusions suivantes :

❖ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis a vis des bétons d'infrastructure.

❖ La profondeur d'ancrage est de 1.5 m par rapport au terrain naturel ;

❖ La contrainte admissible est prise égale à : σ_{sol} = 2.4bar

❖ La masse volumique humide $\gamma_{sol} = 18.3Kn/m^3$.

VI.2 ETUDE DE FONDATION :

VI.2.1 Introduction :

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;

❖ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;

❖ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage a construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.3 Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées
- ✓ Semelles filantes
- ✓ Radier général

b) Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes)
- ✓ Fondations sur pieux (profondes)

c) Fondations spéciales :

- ✓ Fondation avec sous pression d'eau
- ✓ Fondation en terrain instable

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3 CALCULE DES FONDATION :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de L'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis 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 :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1 Semelles isolée :

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 notre structure, nous avons des poteaux carrés :

a = b donc :A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$ = 2.4 bars

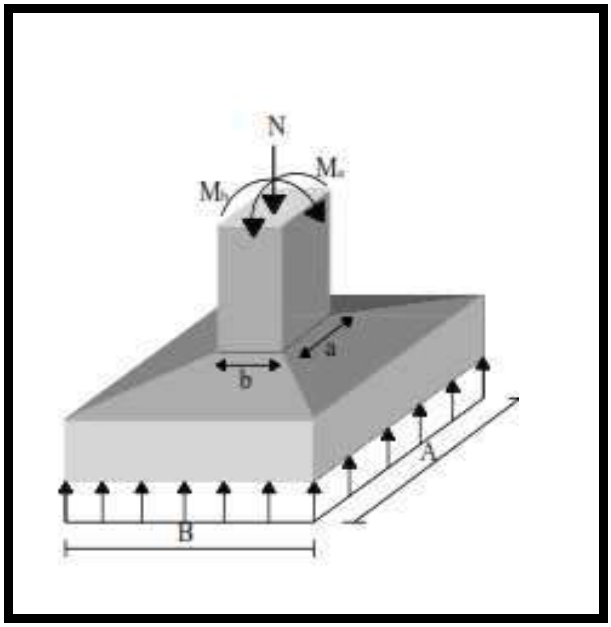


Fig.VI.1 : Semelle isolée sous poteau.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

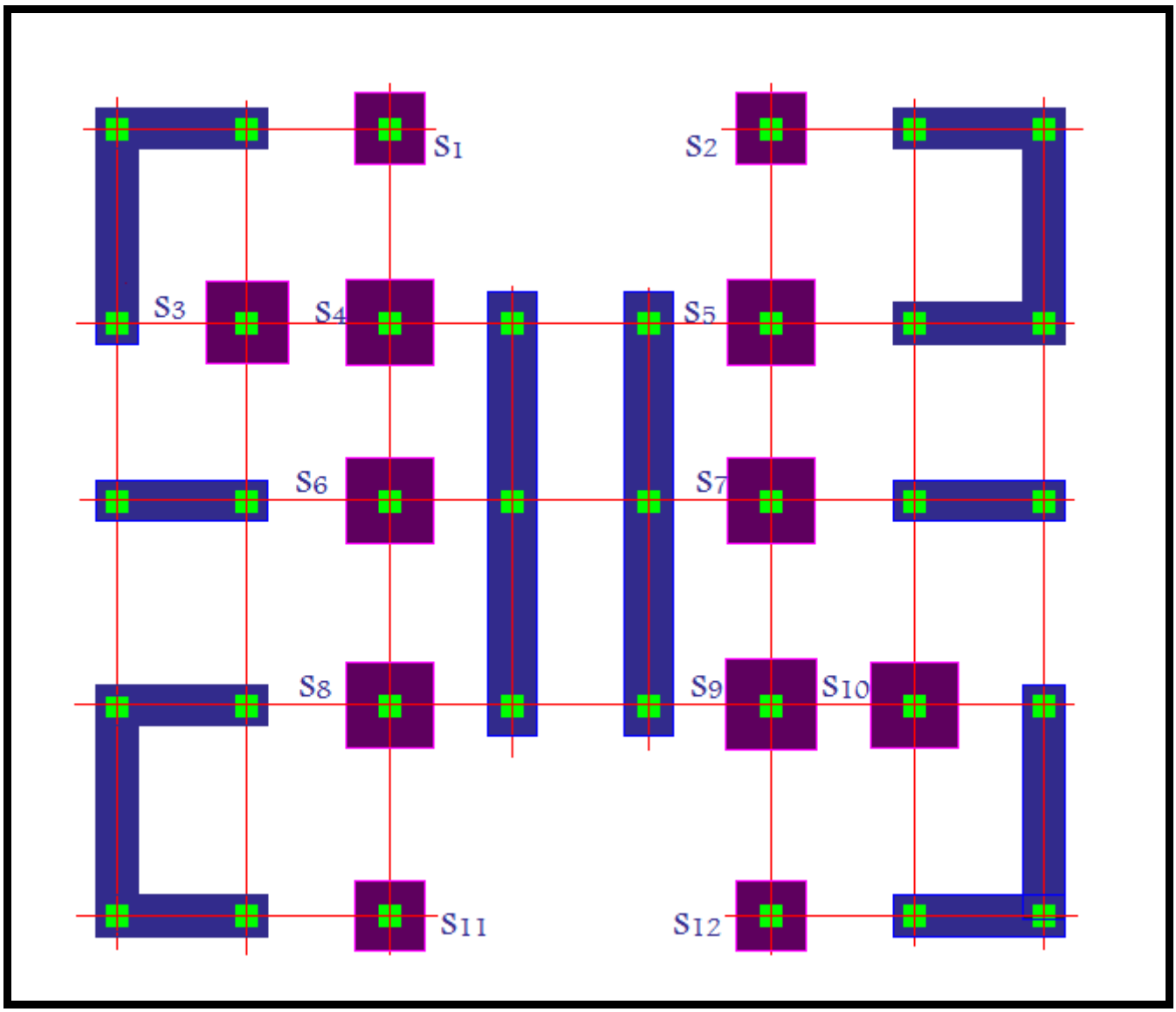


Fig.VI.2 : La proposition des semelles isolées.

VI.3.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	c(m)
S_1	440.26	1.544	1.544	1.70	1.70	35	0.30	0.003
S_2	439.86	1.35	1.35	1.70	1.70	35	0.30	
S_3	124.25	1.85	1.85	2.00	2.00	45	0.37	
S_4	184.39	1.919	1.919	2.10	2.10	45	0.40	
S_5	787.86	1.811	1.811	2.10	2.10	45	0.40	
S_6	724.23	1.733	1.733	2.10	2.10	45	0.40	
S_7	783.85	1.807	1.807	2.10	2.10	45	0.40	
S_8	938.66	1.977	1.977	2.10	2.10	45	0.40	
S_9	1010.70	2.052	2.052	2.20	2.20	45	0.42	
S_{10}	935.65	1.974	1.974	2.10	2.10	50	0.40	
S_{11}	492.87	1.433	1.433	1.70	1.70	35	0.30	
S_{12}	469.35	1.398	1.398	1.70	1.70	35	0.30	

VI.3.1.2.Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation).

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$

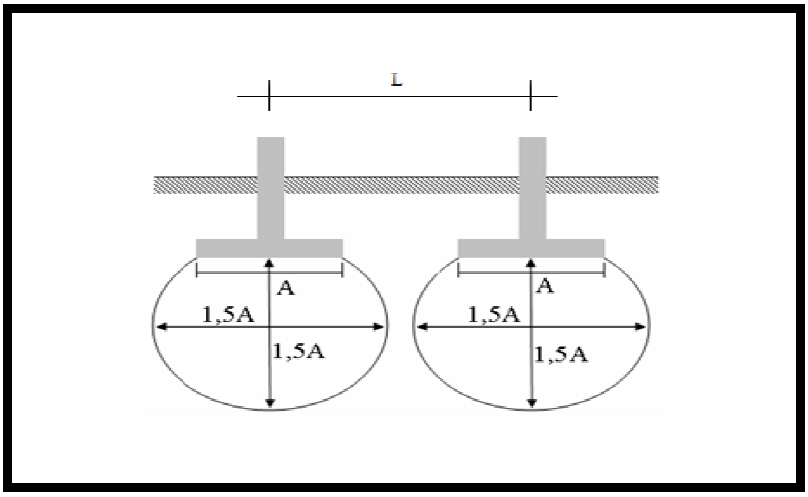


Fig.VI.3. Les bulles de pression.

- **VI.3.1.2.a .Suivants x :**

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.

	L	**B1**	**B2**	**1.5(B1+B2)/2**	**Vérifier**
S_1 , S_2	7.520	1.700	1.700	2.55	C.V
S_3 , S_4	1.41	2.000	2.100	1.5	C.N.V
S_9 , S_{10}	1.31	2.200	2.100	3.225	C.N.V
S_{11} , S_{12}	7.520	1.700	1.700	2.55	C.V

- **VI.3.1.2.b. Suivants y :**

Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	Vérification
S_1 , S_4	2.8	1.70	2.10	2.85	C. N.V
S_4 , S_6	2.21	2.1	2.10	3.15	C.N.V
S_6 , S_8	2.85	2.10	2.10	3.15	C.N.V
S_8 , S_{11}	3.2	2.10	1.70	2.85	C.V
S_2 , S_5	2.8	1.70	2.10	2.85	C.N.V
S_5 , S_7	2.21	2.10	2.10	3.15	C.N.V
S_7 , S_9	2.8	2.10	2.20	3.15	C.N.V
S_9 , S_{12}	3.15	2.20	1.70	2.925	C.V

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.1.2.) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S_{11} _ S_{12}.**

Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

➢ **Pré dimensionnement :**

Situation durable (γs= 1,15), Aciers FeE 400, $c28$ f = 25 MPa ,

Site catégorie : S3

σ_{sol} = 0.24 MPa (service),

L'enrobage : d=3 cm,

L'ancrage de la semelle D=1.5 m

VI.3.1.3 Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\sigma = \frac{\sigma_{ser} + \sigma_{semelle} + \sigma_{amorce\ poteau} + \sigma_{remblai}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées.

Semelle	Comb	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$P_{remblai}$	$P_{semelle}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
S_{11}	G+Q	492.87	25.287	5.312	41.065	0.196	0.240	C.V
S_{12}	G+Q	469.35	25.287	5.312	41.065	0.188	0.240	C.V

VI.3.1.4.Calcul ferraillage de la semelle :

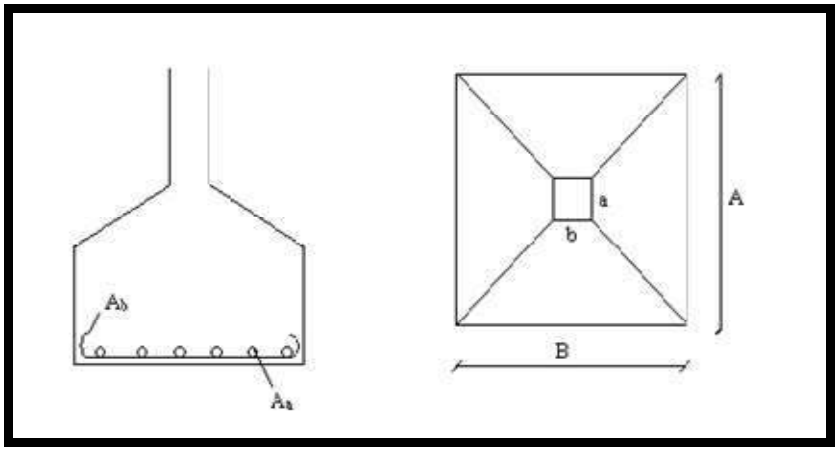


Fig.VI.4. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau.

- **Méthode de bielle :**

$$A_a = \frac{N(A-a)}{8 d_a . \sigma_s} \Longrightarrow d_a \geq \frac{A-a}{4} \Longrightarrow d = \text{Max}(d_a ; d_b)$$

$$A_b = \frac{N(B-b)}{8 d_b . \sigma_s} \qquad d_b \geq \frac{B-b}{4}$$

Dons Notre cas: A=B

- **Ferraillage a l'LEU:**

Tableau.VI.5 : Calcule ferraillage à L'ELU des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_3	824.25	11.842
S_{10}	935.65	13.443
S_{11}	492.87	7.081
S_{12}	469.35	6.743

- **Ferraillage a l'LES:**

Tableau.VI.6 : Calcule ferraillage à l'ELS des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_{11}	492.87	12.990
S_{12}	469.35	11.617

D'après ces résultats on adopte la section de ferraillage maximal (à L'ELS), on trouve :

Tableau.VI.7. : Les armatures des semelles isolées.

Semelle	$A_{choisi}(cm^{2)}$	Es (cm)
S_{11}	12HA12=13.57	14
S_{12}	11HA12=12.44	15

VI.3.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

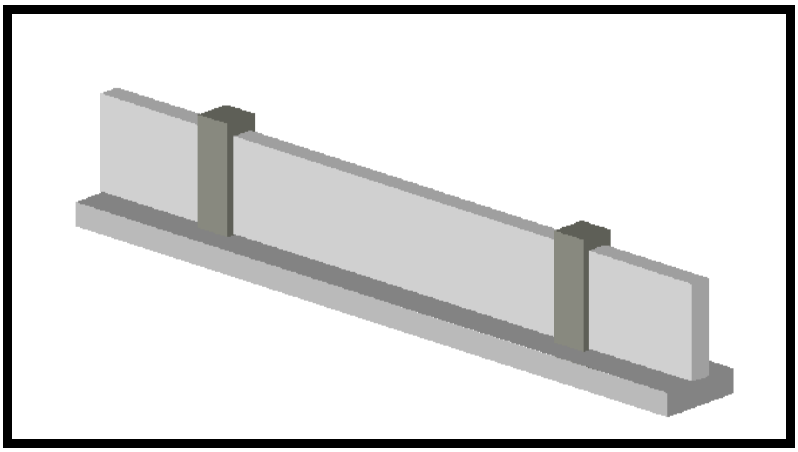


Fig.VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

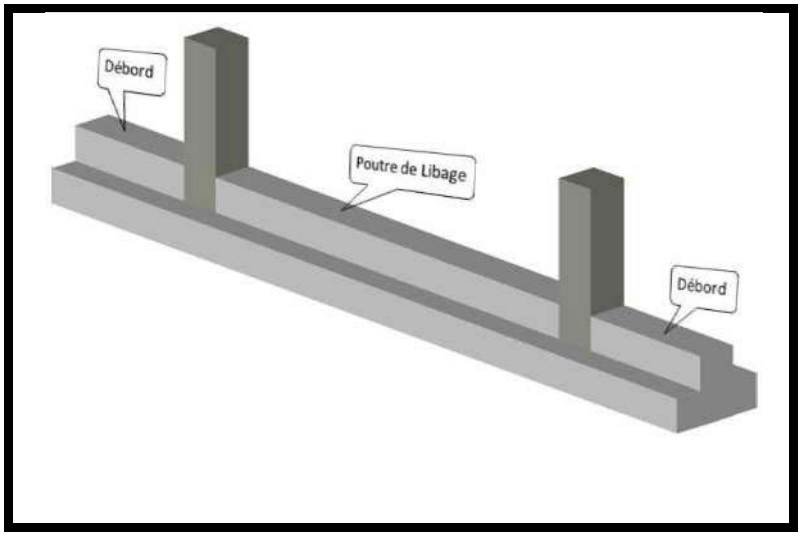


Fig. VI.6: Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.3.2.1. Dimensionnement des semelles filantes

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- **∑N** : est la somme des efforts normaux.
- **∑M** : est la somme des moments.
- **L** : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.3.2.1.a. Semelle filante sous voiles :

Tableau VI.8: dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS.

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	$N_{ser/}$ml (KN)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	c(m)
SF1	4.64	843.315	181.748	0.442	1	35	0.125	0.003
SF2	6.20	911.904	147.081	0.244	1	35	0.125	
-+SF3	4.64	1587.36	342.105	0.622	1.7	35	0.3	
SF4	4.64	1507.373	540.382	0.523	1.7	35	0.3	
SF5	6.6	1412.51	214.017	0.501	1.2	35	0.175	
SF6	4.64	653.199	140.775	0.430	1	35	0.125	
SF7	10.77	2603.20	241.70	0.668	1.2	35	0.175	
SF8	10.77	2596.38	241.075	0.667	1.2	35	0.125	
SF9	4.64	657.824	141.77	0.410	1	35	0.300	
SF10	6.2	1021.31	164.727	0.271	1	35	0.300	
SF11	4.64	12234.39	263.87	0.645	1.7	35	0.125	
SF12	4.64	1753.35	377.87	0.688	1.7	35	0.125	
SF13	6.60	904.14	136.990	0.244	1	35	0.125	
SF14	4.64	726.96	156.672	0.347	1	35	0.125	

VI.3.2.1.b. Semelle filante sous poteaux :

Tableau VI.9: dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	B calculé (m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	c(m)
SF15	15.46	3022.27	195.517	0.815	1	35	0.175	3
SF16	4.96	1441.00	290.524	1.112	1.5	35		
SF17	15.46	2987.54	195.517	0.815	1	35	0.125	
SF18	4.96	1266.445	255.331	1.064	1.3	35		

VI.3.2.2.Vérification de chevauchement:

VI.3.2.2.a. Suivant x

Tableau.VI.10 : Vérification de chevauchement Suivants x.

Semelle	L (m)	B1	B2	L-(B1+B2)/2	L-(B1+B2)/2≥50
SF1-SF15	2.46	1	1	1.46	C.V
SF16-SF7	1.86	1	1.2	0.76	C.V
SF7-SF8	2.1	1.2	1.2	0.90	C.V

VI.3.2.2.b. Suivant x :

Tableau.VI.11 : Vérification de chevauchement Suivants y .

Semelle	L (m)	B1	B2	L-(B1+B2)/2	L-(B1+B2)/2≥50
SF1-SF3	3.35	1	1.7	2	C.V
SF3-SF4	2.61	1.7	1.7	0.91	C.V
SF4-SF16	2.81	1.7	1.5	1.31	C.V
SF16-SF6	3.85	1.5	1	2.6	C.V

VI.3.2.3. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

VI.3.2.3.a. Semelle filante sous voiles :

Tableau VI.12: vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile.

Semelle	N (KN)	$P_{a.poteau}$	$P_{remblai}$	$P_{semelle}$	$P_{a.voiles}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	843.315	10.625	101.885	40.60	10.008	0.215	0.24	C.V
SF2	911.904	10.625	101.885	54.25	14.981	0.184	0.24	C.V
SF3	1587.36	15.937	173.204	69.02	10.008	0.234	0.24	C.V
SF4	1507.373	14.93	173.204	67.52	10.008	0.229	0.24	C.V
SF5	1412.51	10.625	122.262	69.30	16.25	0.204	0.24	C.V
SF6	653.199	10.625	101.885	40.6	10.008	0.143	0.24	C.V
SF7	2603.20	10.625	152.827	141.356	29.54	0.221	0.24	C.V
SF8	2596.38	10.625	152.827	141.356	29.54	0.222	0.24	C.V
SF9	657.824	10.625	101.885	40.6	10.008	0.175	0.24	C.V
SF10	1021.31	10.625	101.885	54.25	14.981	0.192	0.24	C.V
SF11	12234.39	15.92	173.20	69.27	10.008	0.224	0.24	C.V
SF12	1753.35	10.625	173.20	69.27	10.008	0.218	0.24	C.V
SF13	904.14	10.625	101.885	57.75	16.25	0.163	0.24	C.V
SF14	726.96	10.625	101.885	40.6	10.008	0.163	0.24	C.V

VI.3.2.3.b. Semelle filante sous voiles :

Tableau VI.13: vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteau.

Semelle	N (KN)	$P_{a.\ poteau}$	$P_{remblai}$	$P_{semelle}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF15	3022.27	21.25	101.885	135.275	0.210	0.24	C.V
SF16	1441.00	55.8	16.875	161.817	0.225	0.24	C.V
SF17	2987.54	21.25	101.885	135.275	0.205	0.24	C.V
SF18	1266.445	48.36	16.875	140.242	0.228	0.24	C.V

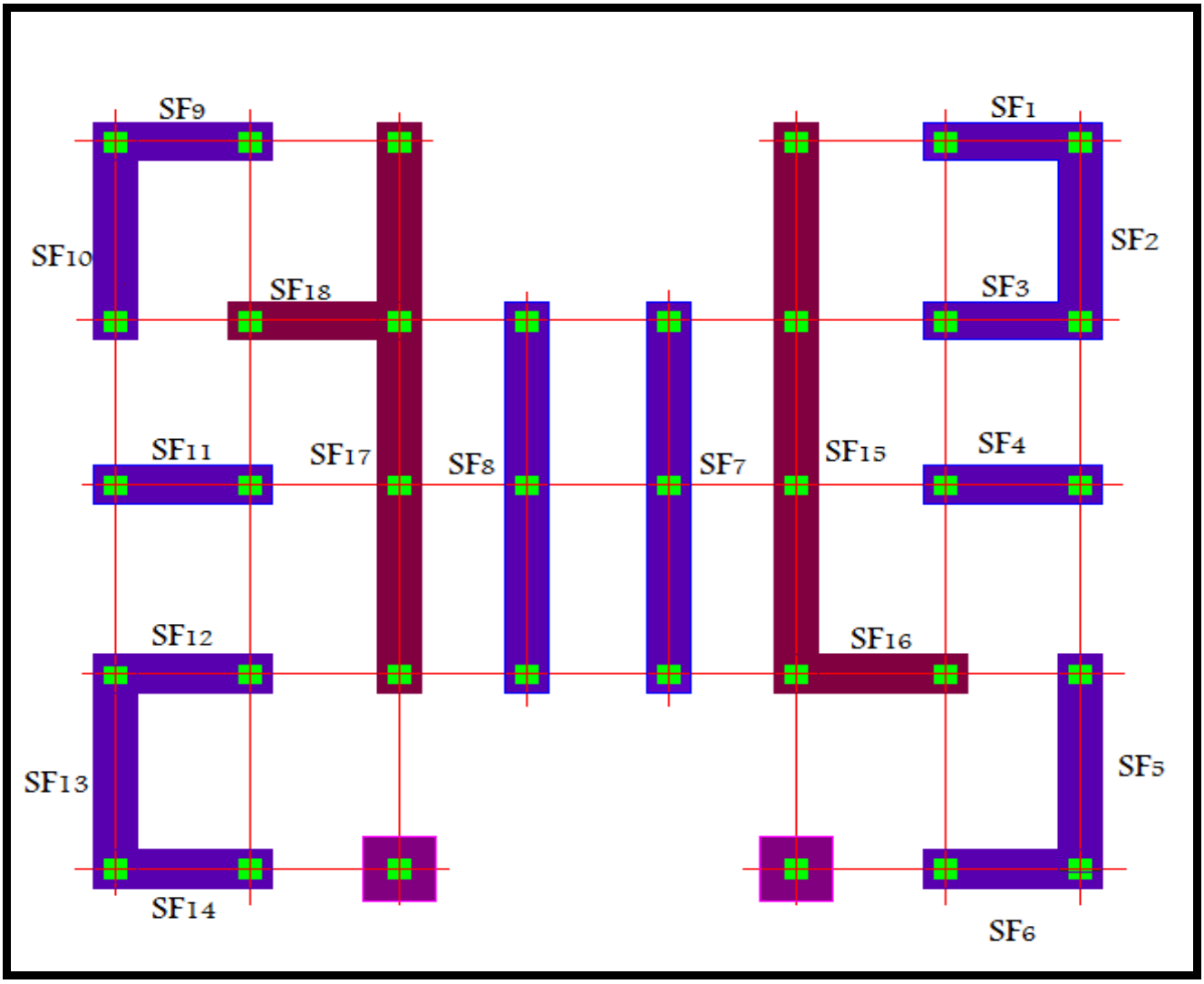


Fig VI.7: La proposition finale des semelles.

VI.3.2.4.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Armatures principales des semelles filantes sous voiles

S	B(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)	Es
SF1	1	1089.35	234.77	843.31	181.74	3.37	4.49	6HA12=6.79	15
SF2		1371.36	221.18	911.90	147.08	3.17	3.64		
SF6		1074.98	231.67	653.19	140.77	3.32	5.96		
SF9		980.24	211.25	657.82	141.77	3.03	5.96		
SF10		1924.69	310.43	1021.31	164.72	4.46	4.07		
SF13		1348.03	204.24	904.14	136.99	2.33	3.39		
SF14		1127.29	242.95	726.9	1²156.67	3.49	3.87		
SF3	1.7	2447.51	527.48	1587.3	342.10	7.57	8.46	10HA12=11.31	16
SF4		2857.65	615.87	1507.37	540.38	8.84	10.375		
SF11		3736.07	805.18	12234.39	263.87	11.25	6.53		
SF12		2724.02	587.07	1753.35	377.87	8.43	9.35		
SF5	1.2	2161.07	327.43	1412.51	214.01	4.70	5.29	7HA12=7.92	16
SF7		5041.84	468.13	2603.20	241.70	6.72	5.98		
SF8		5221.10	484.78	2596.38	241.07	6.96	5.96		

Tableau VI.15: Armatures principales des semelles filantes sous poteaux

S	B(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)	es
SF15	1	4688.26	303.25	3022.27	195.51	4.35	4.83	6HA12=6.79	15
SF17		4635.31	299.82	2987.54	195.51	4.30	4.83	6HA12=6.79	
SF16	1.5	2290.53	461.800	1441.0	290.322	6.63	7.1	8HA12A=9.05	18
SF18	1.3	2003.57	403.945	1266.445	255.331	5.80	6.32	7HA12=	17

- Pour les semelles (SF_1-- SF_{14}) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ **Armatures de répartition :**

$A_{rép} = A.B/4$

$ES = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau VI.16: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	B(m)	$A_{rép} = A.B/4$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	1	1.12	6HA12=6.79	15
SF2		0.91	6HA12=6.79	
SF6		3.595	6HA12=6.79	
SF9		5.694	6HA12=6.79	
SF10		1.587	6HA12=6.79	
SF13		0.87	6HA12=6.79	
SF14		1.794	6HA12=6.79	
SF15		1.207	6HA12=6.79	
SF17		1.207	6HA12=6.79	
SF3	1.7	1.788	6HA12=6.79	25
SF4		1.788	6HA12=6.79	
SF11		1.017	6HA12=6.79	
SF12		2.77	6HA12=6.79	
SF5	1.2	3.97	6HA12=6.79	20
SF7		0.847	6HA12=6.79	20
SF8		0.967	6HA12=6.79	20
SF16	1.5	2.66	6HA12=6.79	25
SF18	1.3	2.054	6HA12=6.79	20

VI.3.2.5. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.17:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	∅(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1, SF2 SF6 ; SF9 ;SF10 ;SF13 SF14,SF15,FS17	12	42.86	12.5	25	Courbe
SF3, SF4, SF11, SF12	12	42.86	21.25	42.5	Courbe
SF5 ,SF7,SF8	12	42.86	15	30	Courbe
SF16	12	42.86	18.75	37.5	Courbe
SF18	12	42.86	16.25	32.5	Courbe

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.3.2.6. Vérification de la stabilité au renversement :

[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau VI.18: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	1089.35	35.33	0.032	1	0.25	C.V
SF_2	1371.364	110.502	0.080	1	0.25	C.V
SF_3	2447.519	113.409	0.046	1.7	0.425	C.V
SF_4	2857.65	122.663	0.042	1.7	0.425	C.V
SF_5	2161.077	136.475	0.063	1.2	0.300	C.V
SF_6	1074.98	117.94	0.109	1	0.250	C.V
SF_7	5041.84	157.60	0.031	1.2	0.300	C.V
SF_8	5221.106	154.65	0.029	1.2	0.300	C.V
SF_9	980.241	35.72	0.036	1	0.250	C.V
SF_{10}	1924.697	35.72	0.018	1	0.250	C.V
SF_{11}	3736.076	124.32	0.033	1.7	0.425	C.V
SF_{12}	2724.029	125.51	0.046	1.7	0.425	C.V
SF_{13}	1348.037	116.112	0.086	1	0.250	C.V
SF_{14}	1127.298	33.4891	0.029	1	0.250	C.V

VI.4. POUTRE DE LIBAGE :

VI.4.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.19: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h_P(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.5	4.46	0.80	2133333.33	4.6	Oui
PL2	0.5	2.96	0.80	2133333.33	4.6	Oui
PL3	0.5	4.46	0.80	2133333.33	4.6	Oui
PL4	0.5	2.96	0.80	2133333.33	4.6	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.20: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	4686.26	3022.27	12.47	375.802	242.363
PL2	2290.53	1441.0	2.96	773.827	486.824
PL3	4635.31	2987.51	12.47	299.826	193.24
PL4	2003.57	1266.445	2.96	676.88	427.853

VI.4.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

- **À l'ELU:**

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

- **À l'ELS :**

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

En travées :

- **À l'ELU:**

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS :**

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.21: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	689.168	496.387	445.358	320.778
PL2	564.990	282.498	355.44	177.723
PL3	549.839	396.032	354.375	255.245
PL4	494.631	247.106	312.389	156.194

VI.4.3Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.22: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU .

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	**Travée**	496.387	80	19.8	0.00	4AH20+4HA16=20.61
	Appui	689.168	80	28.3	0.00	6HA20+6HA16=30.91
PL2	**Travée**	282.498	80	11.5	0.00	6HA16=12.06
	Appui	564.99	80	20.1	0.00	4HA20+4HA16=20.61
PL3	**Travée**	396.032	80	15.6	0.00	8HA16=16.08
	Appui	549.839	80	24.3	0.00	4HA20+6HA16=24.63
PL4	**Travée**	247.106	80	10.9	0.00	6HA16=12.06
	Appui	494.631	80	19.06	0.00	4AH20+4HA16=20.61

VI.4.4Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15Mpa.

$[\sigma_s]$= 201.6Mpa.

Tableau VI.23: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M ser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	**Travée**	20.61	320.778	8.9	200.4	Oui
	Appui	30.91	445.358	6.9	195.1	Oui
PL2	**Travée**	12.06	177.723	4.7	167.4	Oui
	Appui	20.61	355.44	6.9	189.2	Oui
PL2	**Travée**	16.08	255.245	7.7	200.2	Oui
	Appui	24.63	354.375	5.9	184.9	Oui
PL2	**Travée**	12.06	156.194	4.1	147.1	Oui
	Appui	20.61	312.389	6.0	166.3	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

VI.4.5.Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

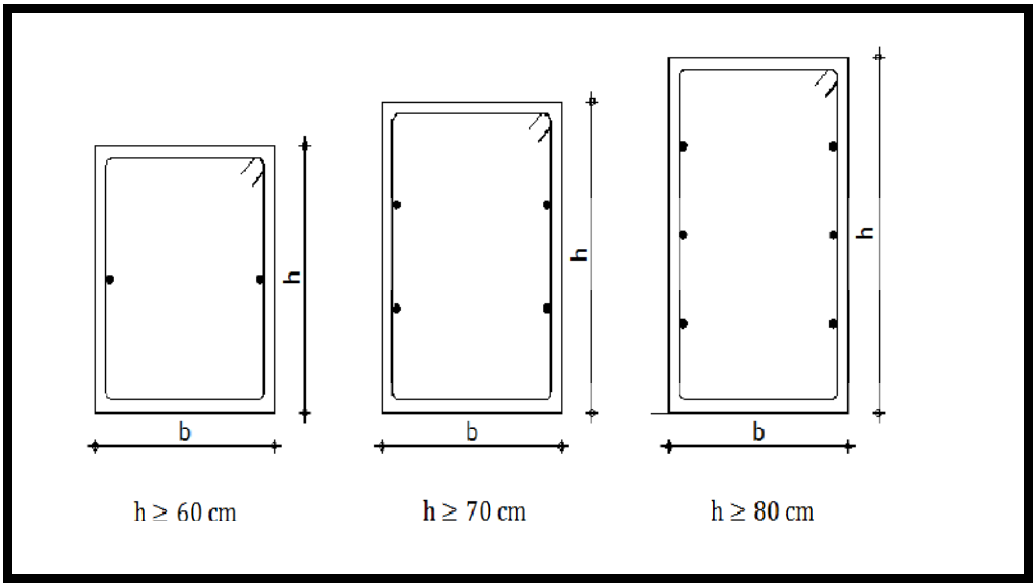


Fig.VI.8.armature de la peau.

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/ m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. A p=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 6HA12=6.79cm².

VI.4.6.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.24: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	790.022	2.19	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	561.024	1.55	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	779.603	2.16	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL4	490.738	1.36	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.5.LES LONGRINES :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas α=10 (Zone III)

❖ **La section choisie :** 30*30 cm^2

Tableau VI.25 : Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

VI.5.1.Recommandation des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\,(cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}\,;\,\frac{b}{10}\right]$

VI.5.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.26 : Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min} CBA(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	1584.85	158.485	3.03	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

VI.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ = 201.63Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.27: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1010.7	101.07	6.78	151.3	202	CV

VI.5.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq \min$ [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- $S_t = \min$ [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$
  - Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- $S_t = \min$ [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.28 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
B(cm)	**τ_u(Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t(nodale)}$ (cm)**	**$S_{t(courant)}$ (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t\,(n)}$ (cm)**	**$S_{t(c)}$ (cm)**	**$A_{tchoisi}$ (cm^2)**
30*30	0.038	24.3	2.19	7.5	15	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

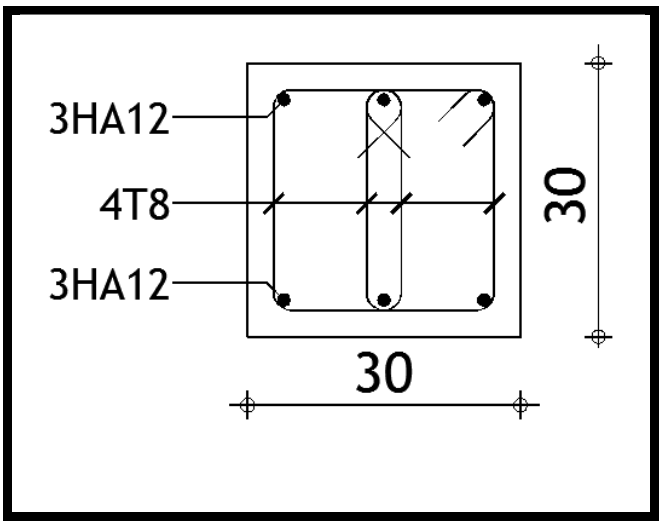


Fig VI.9: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis,

à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(**D**ocument **T**echnique **R**églementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(**D**ocument **T**echnique **R**églementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- [4] : BAEL 91

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »
- Cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS Année 2004/05 Olivier Gagliardini

Logiciels :

- AUTOCAD 2010
- Microsoft Excel 2010
- SAP 2000 v17
- ROBOT EXPERT 2010