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 Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : structure

THEME

Etude d'un bloc administratif en (R+5)

Réalisé par :

RABAHIE Walid

BENKIAR Hocine

Dirigé par :

Dr.DEBIEB Farid

Co-encadré par :

Mr.KESSEIR Mohamed

Remerciements

Au terme de notre projet fin de cycle, nous tenons à Remercier toutes les personnes, qui par leurs conseils, leurs suggestions ou par leur simple présence.

Nous remercions spécialement mon encadreur Monsieur ***DEBEIBE Farid*** *pour son encadrement tout au long de ce projet, sa patience, sa disponibilité et ses conseils toujours avisés.*

Nous remercions très sincèrement, les membres de jury d'avoir bien voulu accepter de faire partie de la commission d'examinateur

Dédicaces

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.à mes très chers frères et soeurs.

à toute ma famille sans exception.

à tous mes amis et mes collègues de université de MEDEA.

En fin, je remercie mon ami et binôme walid qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال إداري مكونة من (طابق أرضي +خمسة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار مديرية الخدمات الجامعية بالبويرة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا **.(II)**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.**«SAP2000 V15»**

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

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage administratif (RDC+5) qui sera implanté à Bouira dans le cadre de la création d'une direction des ouvres universitaire, cette région est classée dans la zone de forte sismicité IIa

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « sap2000 v15 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract :

This project is a study of a building for office purpose (ground+5 stories), will be implanted at BOUIRA city in the setting of the creation of a general direction of university opens ; this region is classified in the zone of high seismicity II

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « sap2000 v15 ».

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

INTRODUCTION GENERALE

L’étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l’acte de bâtir. Cette Étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années déformation d’ingénieur à travers l’étude d’un ouvrage en béton armé.
Dans le cadre de ce projet de fin d’étude, nous avons procédé au calcul d’un bâtiment Comportant un RDC + 05 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l’interaction Portiques–voiles.

Après une descende des charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis SAP2000(V 15) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Chapitre : 01

Présentation de l’ouvrage

I. Introduction

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'un ouvrage (RDC+5) en béton armé contreventé par des voiles, à usage administratif. (voir plans ci-après)

l'ouvrage étudié sera implanté à Bouira, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

L'ouvrage étudie est constitué d'un bloc ayant un aspect rectangulaire comportant « 5 » niveaux sur un rez-de-chaussée (R+5).

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2aDimensions :

Le bloc a une forme trapézoïdale dont les dimensions sont :

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Largeur **L1= 15.15 m** Longueur **L0= 23.20 m**	Hauteur totale du bâtiment: H=18.70 m Hauteur de l'étage courant: h =3.40m Hauteur de RDC:…… hr=3.40 m

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc

I.2.b. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.c. Planchers :

Nous avons adopté (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux

- Le plancher à dalle pleine

I.2.d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) :

I.2.e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 70 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

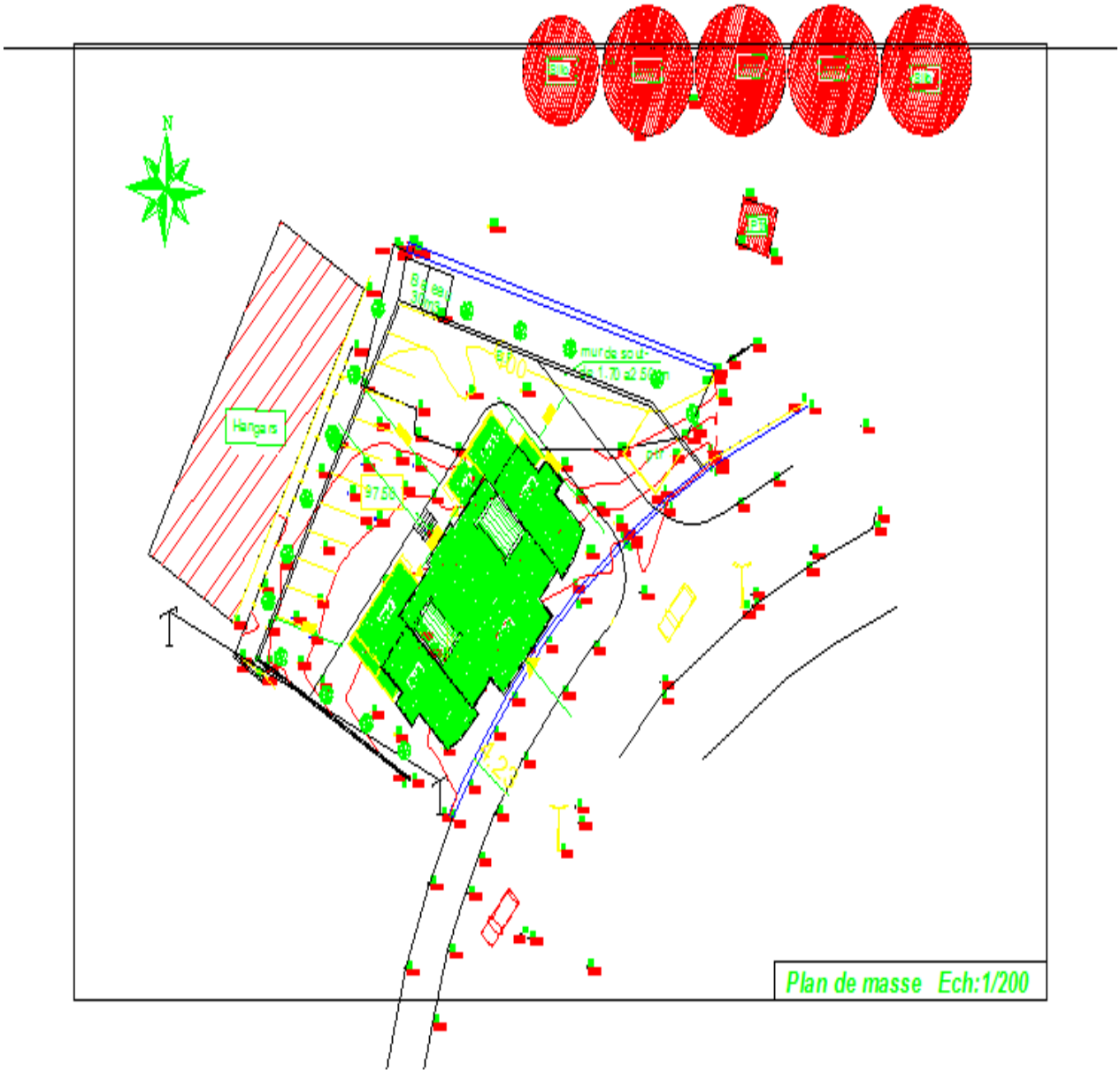


Figure 1-1 : Plan de masse

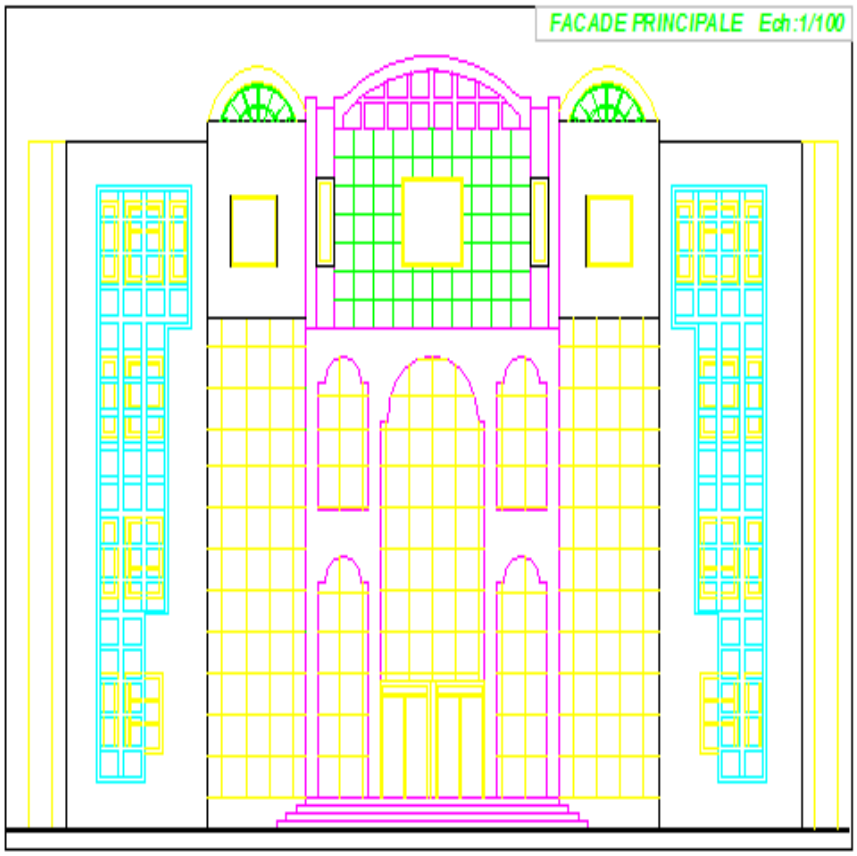


Figure 1-2 : facade principale

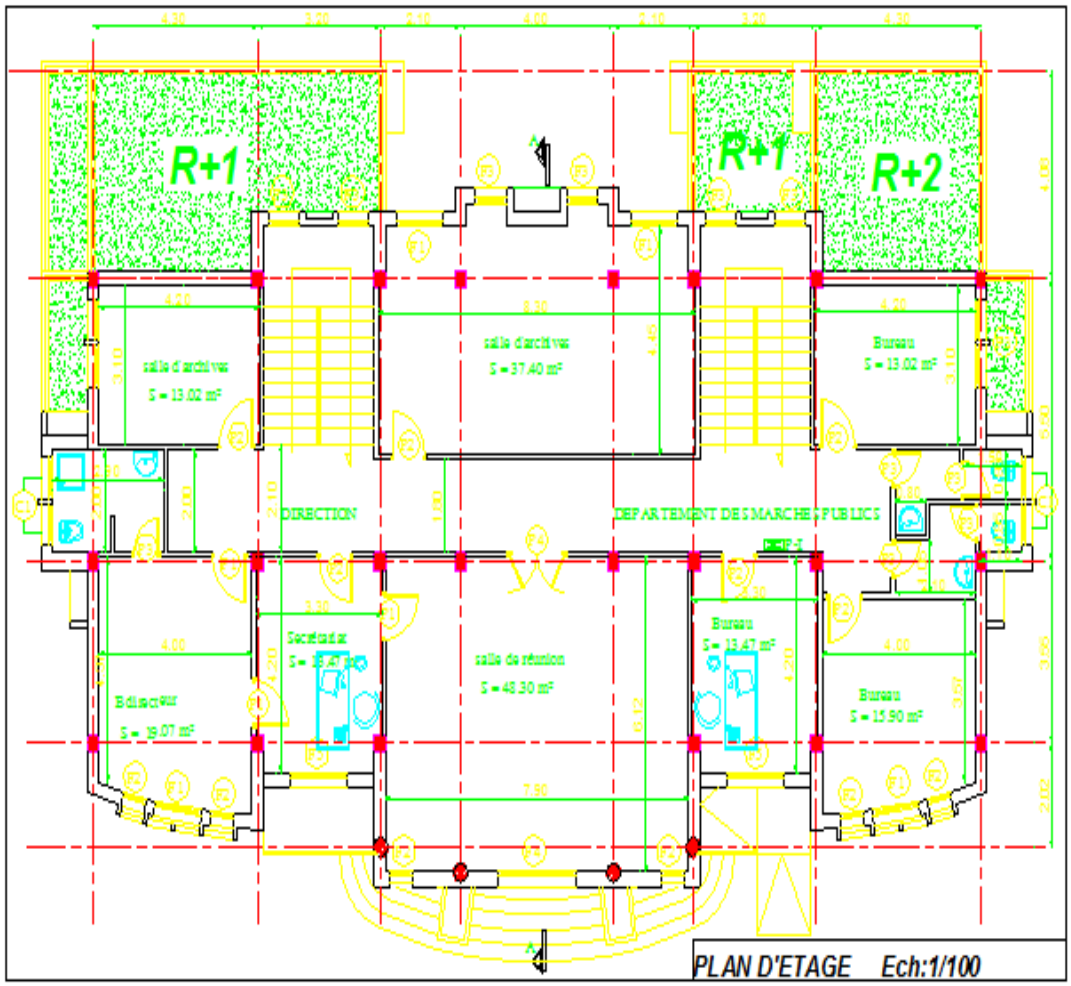


Figure 1-3 : Plan d'étage

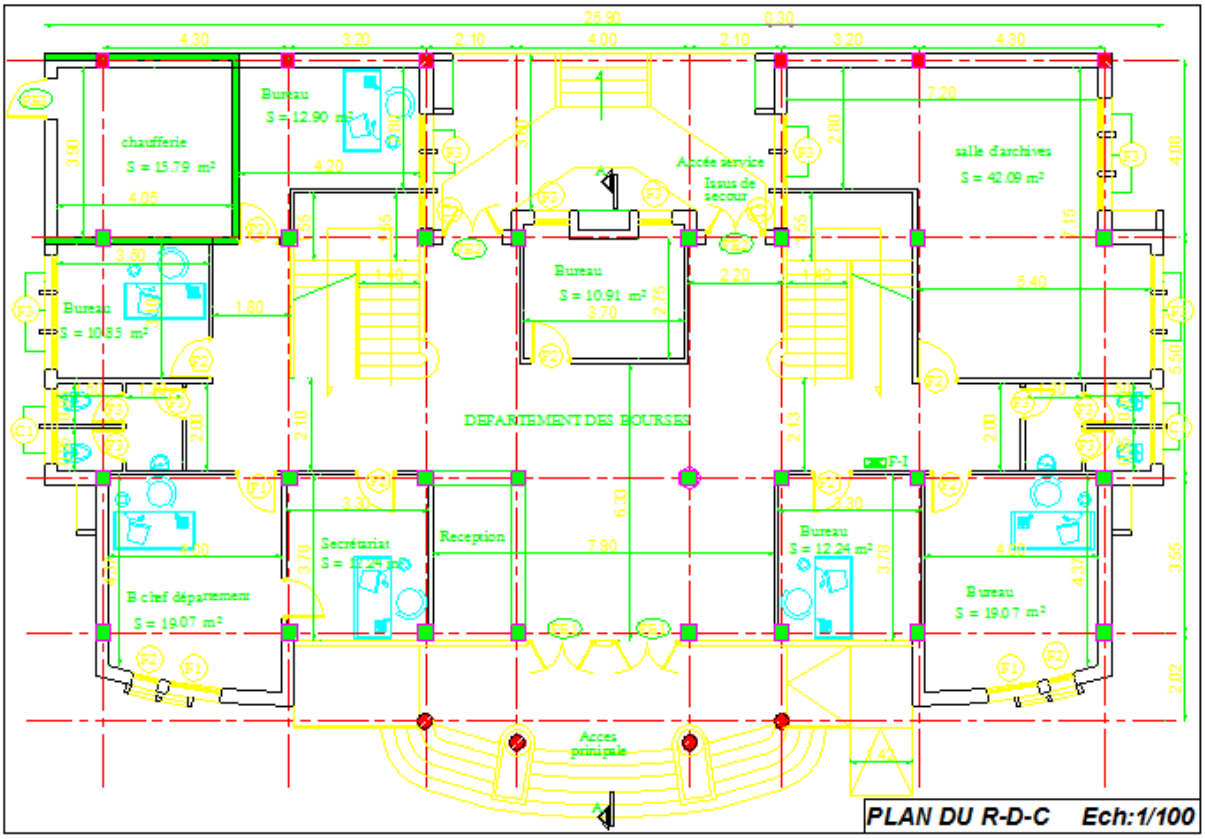


Figure 1-4 : plan de RDC

I.2.f. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volées .

I.2.g. La toiture:

La toiture est realisée par des tuiles de couvert mises a emboitement(aprepromentappelée tuile mecanique)

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
    - bonne résistance à la compression.
    - faible résistance à la traction.

I.3.1.b. ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire ,il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (**CPJ425)**

I.3.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats .

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (8/15** et **15/25)**

I.3.1.d. Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton .Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise 350 kg de ciment, 175 kg d'eau, 500 kg de sables (dimension < 5 mm) et 1100 kg de gravillons (dimension comprise entre 5 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2. Béton armé : le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du 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 le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton : C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
28 jours	15	19	20.4	24.5	27.8	34.4	40.6
90 jours	17.6	22.9	24.2	27.5	33	38.5	44

Tableau 1-2: Resistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90jours

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

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:

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \qquad \text{avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \qquad \text{en MPa}$$

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} \quad \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);

ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

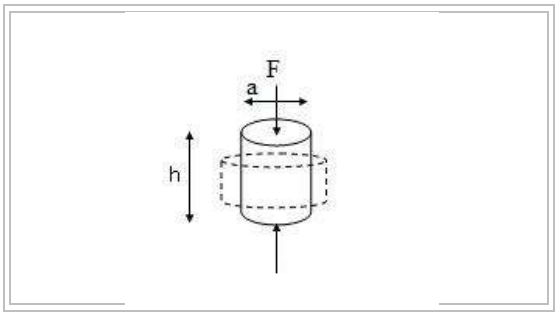


Figure 1.5: Eprouvette (16×32)

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \quad [1]$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa \quad [1]$$

I.3.3. 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.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinale	FeE 400	$HA \geq 8$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :$[E_s = 2.10^5 MPa]$. Art.2.2.1 [1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

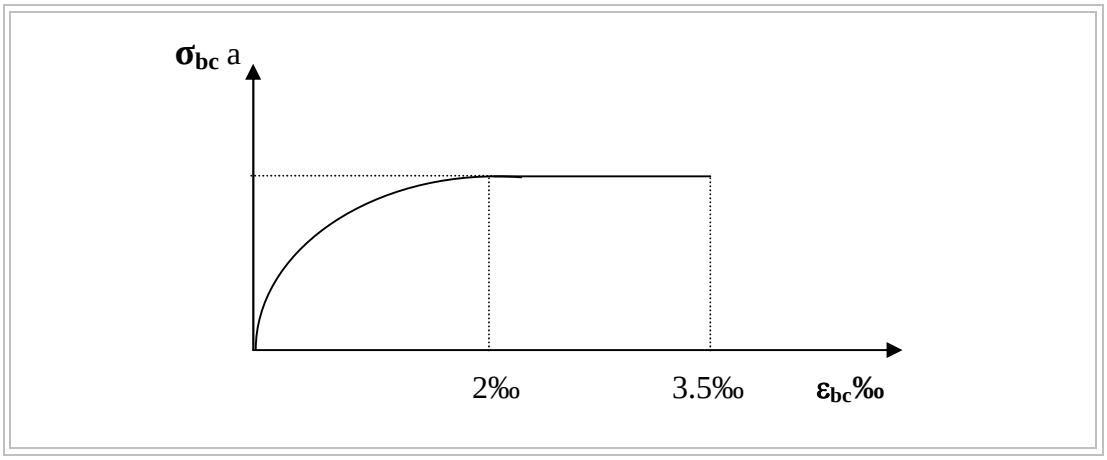


Figure 1.7: Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :
  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

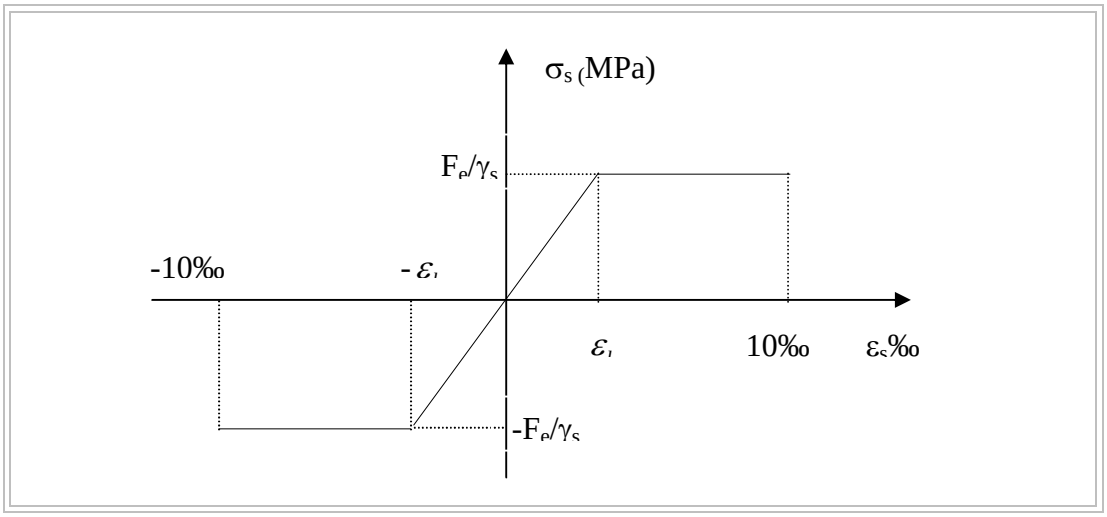


Figure1.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]

$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj} [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec : η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.5. Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\ MPa \\ 2.5\ MPa \end{cases}$$ Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

$\text{FeE}400, fe = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

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



Redimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement des planchers :

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 à 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 ≥ ht ≥ L/25 [1]
- ➢ et ht ≥ L/22.5

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.30 m.

- ➢ 430/20 ≥ ht ≥ 430/25 □ 21.50 cm ≥ ht ≥ 17.2 cm.
- ➢ et ht ≥ 430/22.5 □ht ≥ 19.11 cm.

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

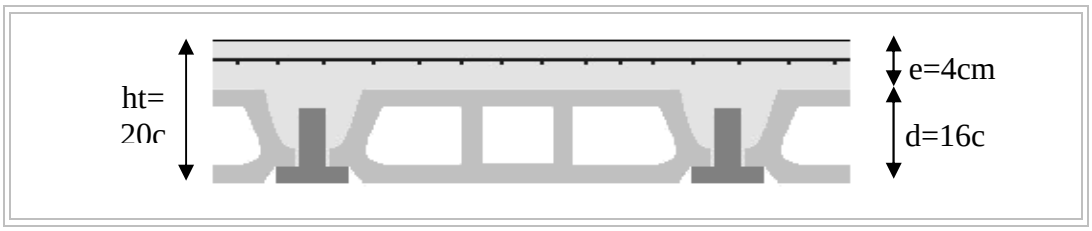


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps

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

- ht ≥ 16 cm

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

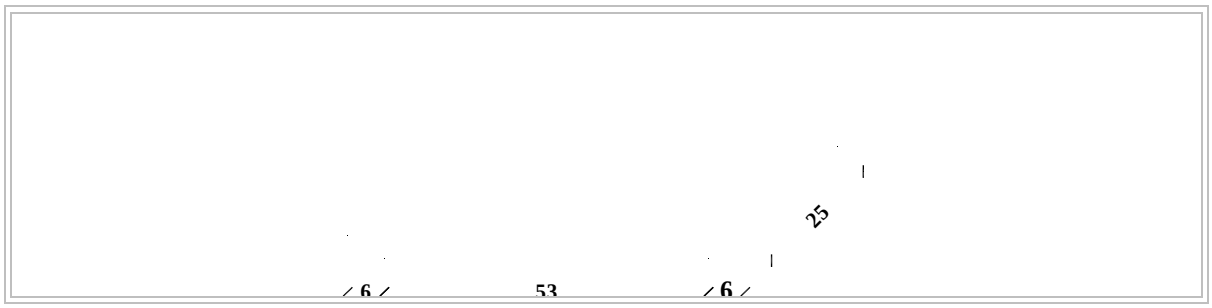


Figure 2-2: Dimensions du corps

II .2.2. Les dalles pleines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i)Critère de résistance :[1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….

$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(\ Lx / 35\ ) \leq\ ep\ \leq (\ Lx / 30)$

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)**Sécurité contre l'incendie :**[1]

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

ep = 11cm :peut assurer un coupe-feu de deux heurs

iii) **condition d'isolation acoustique**[1]:ep ≥15 cm.

$430/50 \leq ep \leq 430/40$ $\square 8.60 \leq ep \leq 10.75$

La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm

- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

o

- **Conclusion :**
-

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = **15cm**

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. **[1]**

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

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques	Poids surfaciques
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**

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

N	Composants	Épaisseu	Poids volumiques	Poids surfaciques
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double

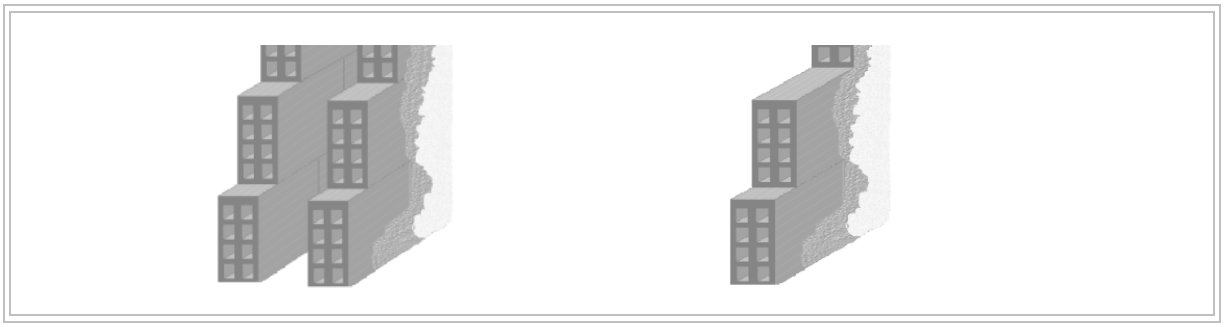


Figure 2-3: Simple et double

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Film polyane		0.01
6	Plaque de liége	0.03	0
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.16**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher

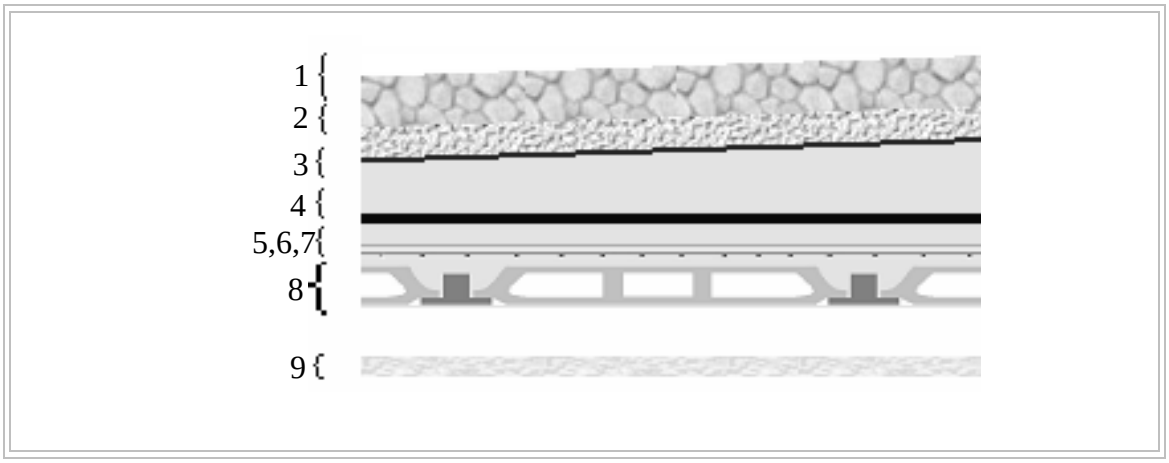


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.00**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher

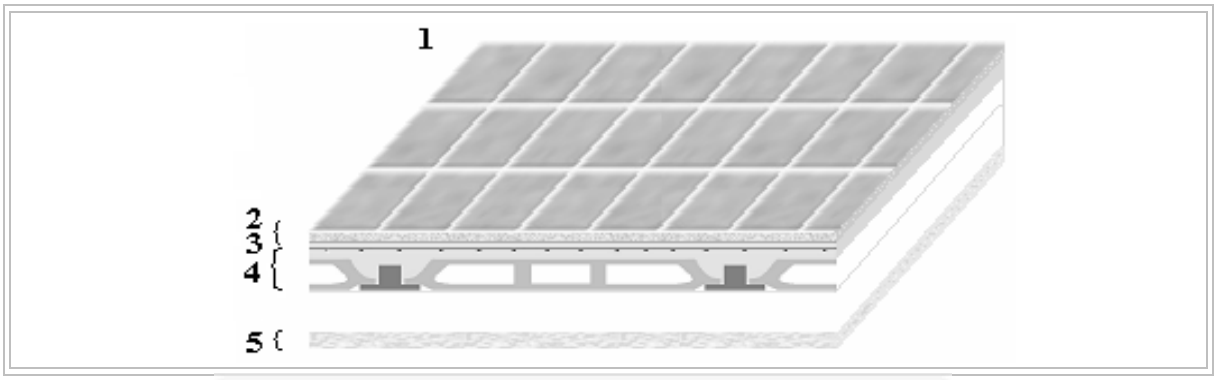


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :[3]

Bloc administratif $Q_1 = 2.5$ KN /m^2 (Bureaux)

$Q_2 = 4$ KN /m^2 (Salle d'archive)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. Terrasse :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**8.77**

Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse

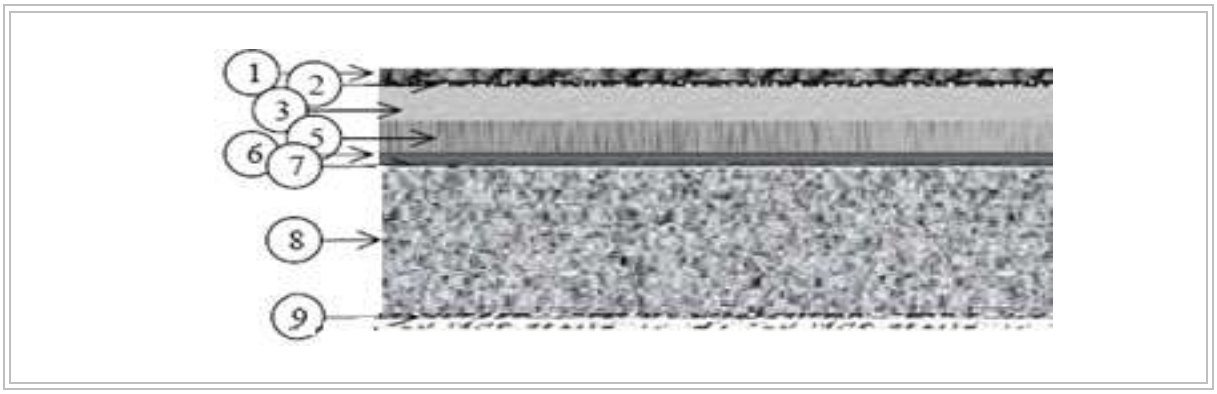


Figure 2-6 : composants de la dalle de terrasse

II.3.4.b. Etage :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**5.61**

Tableau 2-6 : Charge permanente de la dalle d'étage

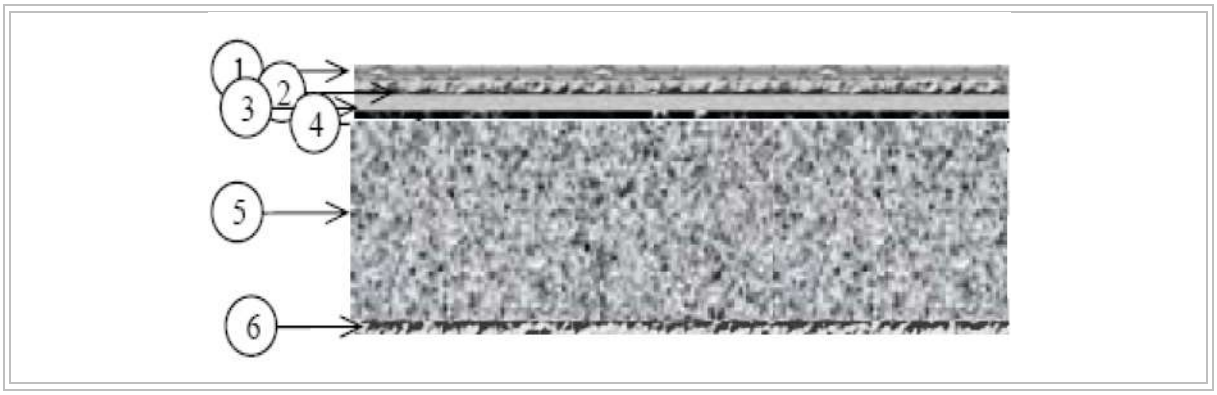


Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

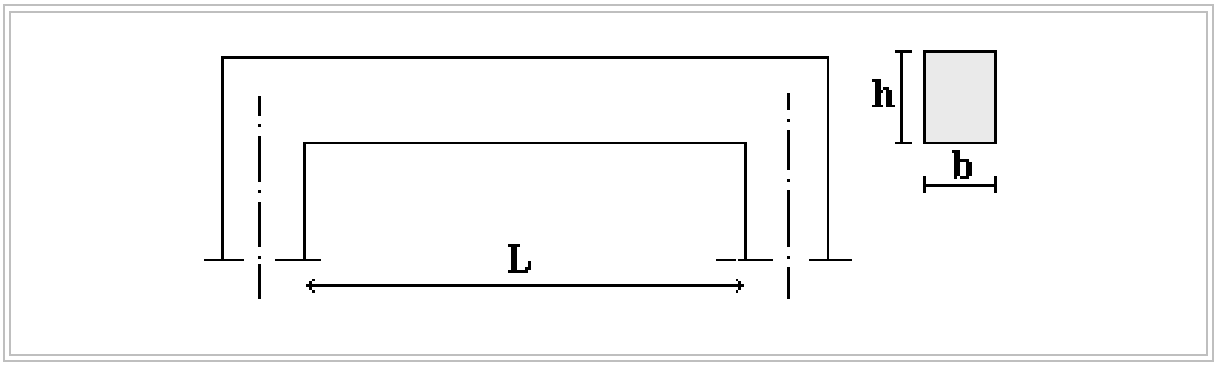


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

- 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 prédimensionnement des poutres 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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm[2]
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X
Il sont:

		poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	Bloc	L_{max}= 5.50 m □ 37cm ≤ h ≤55cm on adopte h = **50** cm □15 cm ≤ b ≤35cm on adopte b = **35** cm	L_{max} = 4.30m □29 cm ≤ h ≤43cm on adopte h = **40**cm □12.30 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = **30**cm
Vérification selon le RPA 99	Bloc	h=50cm≥30cm ; b=35cm≥20cm h/b=1.43	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	Bloc	(h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0930) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	Bloc	h = **50**cm ; b **= 35** cm	h = **40** cm ; b = **30**cm

Tableau 2-7 : prédimensionnement des poutres

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner 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.A.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (E-4).

II.5.A.2. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

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

Tableau 2-8 : prédimensionnement des poteaux

II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7×L_0 : 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 lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 = 3.74m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

	Dimension de poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	40x40	$0.7L_0$= 2.38	0.12	19.83
Sous le 5eme étage	40x40	$0.7L_0$= 2.38	0.12	19.83
Sous le 4eme étage	40x40	$0.7L_0$= 2.38	0.12	19.83
Sous le 3eme étage	45x45	$0.7L_0$= 2.38	0.13	18.31
Sous le 2eme étage	45x45	$0.7L_0$= 2.38	0.13	18.31
Sous le 1er étage	50x50	$0.7L_0$= 2.38	0.14	17.00
Sous le RDC	50x50	$0.7L_0$= 2.38	0.14	17.00

Tableau 2-9: calcul de flambement L_f

II.5.A.4. Calcul de l'effort *Nu* :

L'effort normal admissible est :

✓ : $$\mathbf{N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \text{ [1]}$$

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

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

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad [1]$$

avec: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

$$i = \frac{D}{4} \qquad I = \frac{\pi D^4}{64} \text{ (Poteau circulaire).}$$

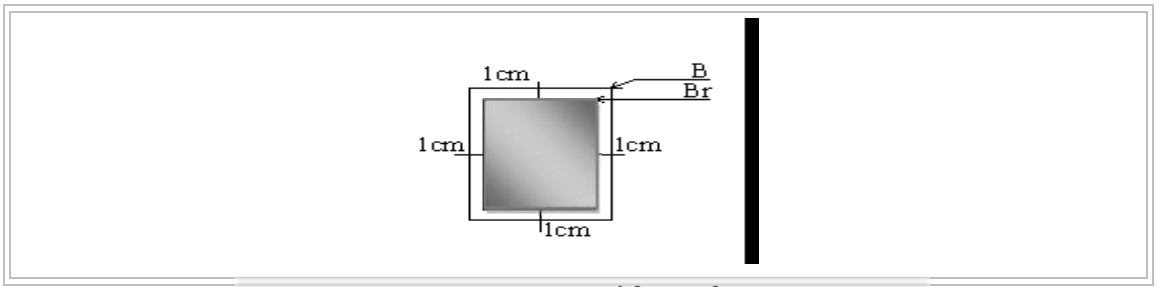


Figure 2-9 : Section réduite du poteau

	Dimension(cm×cm)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$(kN)
le 5eme étage	40x40	144400	19.83	0.795	160	**2718.31**
le 4eme étage	40x40	144400	19.83	0.795	160	**2718.31**
le 3eme étage	45x45	184900	18.31	0.806	202.5	**2816.57**
le 2eme étage	45x45	184900	18.31	0.806	202.5	**2816.57**
le 1er étage	50x50	230400	17.00	0.812	250	**3535.14**
le RDC	50x50	230400	17.00	0.812	250	**3535.14**

Tableau 2-10: calcule de$\overline{N}_u$

II.5.A.5. Détermination des charges et surcharges

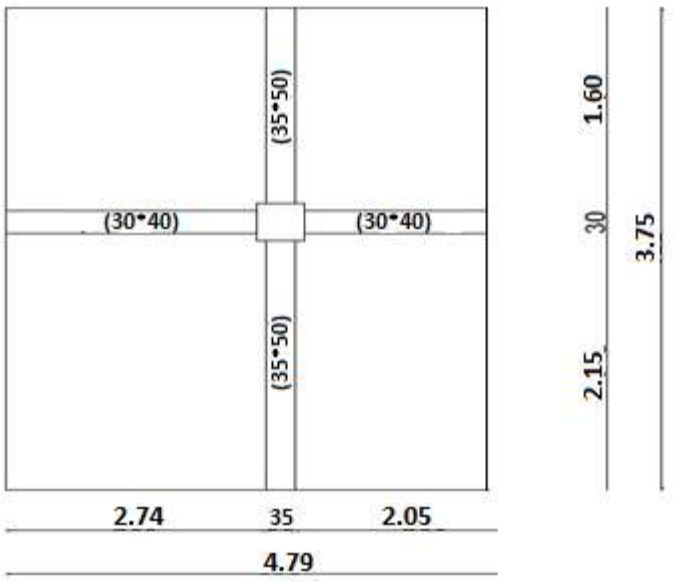


Figure. 2-10: représentation du poteau le plus

- Surface du plancher revenant au poteau:

S_p=(4.79-0.35)x(3.75-0.30) ⇒ **S_p=15.32m²**

- Surface totale:

S_t=4.79x3.75 ⇒ **St=17.96m²**

II.5.A.6. 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.A.6.a. Charges Permanente

Étage	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
5ème	134.36	13.60	36.96	184.92	**184.92**
4ème	81.35	13.60	36.96	131.91	**316.83**
3ème	81.35	17.21	36.96	135.52	**452.35**
2ème	81.35	17.21	36.96	135.52	**587.87**
1er	81.35	21.25	36.96	139.56	**727.43**
RDC	81.35	21.25	36.96	139.56	**866.99**

Tableau 2-11 : Tableau des charges permanentes

II.5.A.6.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.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$ [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 cinquième étage

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
4eme étage	Q0 =	17.96		17.96
3eme étage	Q1=	44.90	1	62.59
2eme étage	Q2=	44.90	0.95	103.27
1er étage	Q3=	44.90	0.90	139.19
RDC	Q4=	44.90	0.85	170.62
Sous-sol	Q5=	44.90	0.80	197.56

Tableau 2-12 : Tableau des charges d'exploitation

Effort normal **de résistance :**

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

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
4eme étage	**184.92**	17.96	276.58	**304.24**	**2718.31**	**OUI**
3eme étage	**316.83**	62.59	521.61	**573.77**	**2718.31**	**OUI**
2eme étage	**452.35**	103.27	765.58	**842.14**	**2816.57**	**OUI**
1er étage	**587.87**	139.19	1002.41	**1102.65**	**2816.57**	**OUI**
RDC	**727.43**	170.62	1237.96	**1361.76**	**3535.14**	**OUI**
Sous-sol	**866.99**	197.56	1466.78	**1613.46**	**3535.14**	**OUI**

Tableau 2-13 : Tableau de vérification

II.5.A.7.Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =45cm≥ (he/20) = (3.40 - 0.40)/20=15.00cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

Tableau 2-14 vérifications de coffrage des

II.5.A.8.Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2$

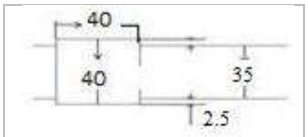
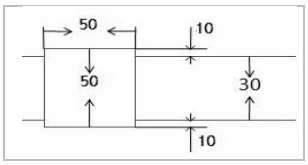
	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	35	40	40	Oui	2.5	20	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui

Tableau 2-15 vérification aux zones nodales

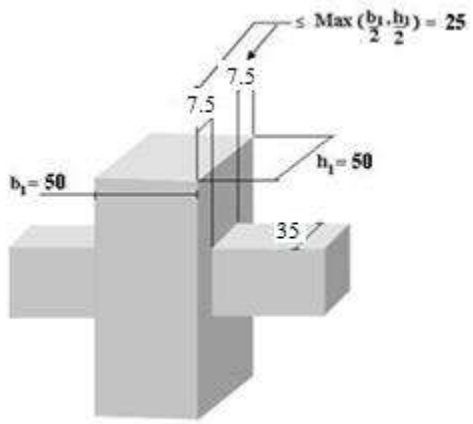


Figure 2-11 :les poutres principales

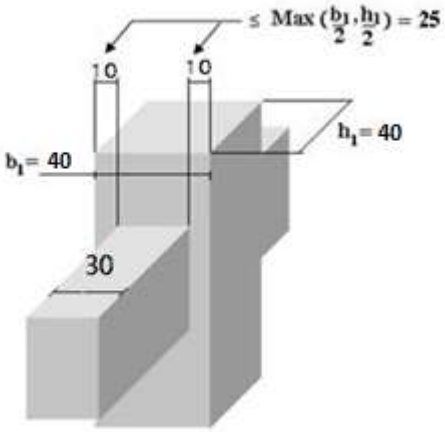


Figure 2-12 :les poutres secondaires

II.6. Prédimensionnement des voiles :

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.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

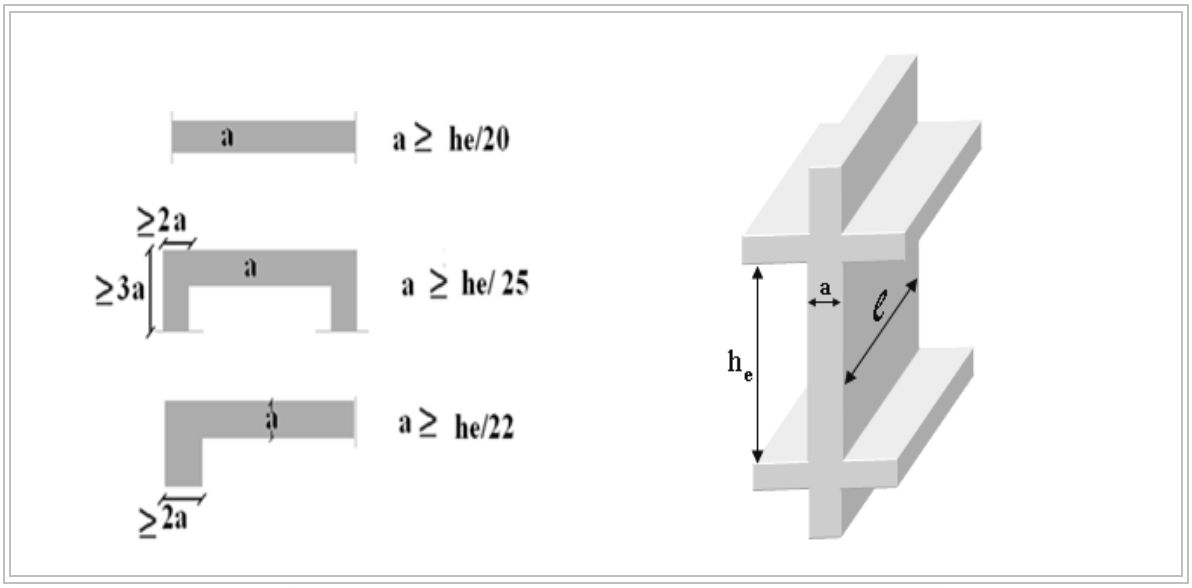


Figure 2- 13 : Coupe de voile en plan (gauche)
Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a

- he= 3.40-0.2=3.20m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ;16.00 cm)
  a ≥16.00 cm

On adopte **a =20 cm**

Chapitre : 03

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

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.

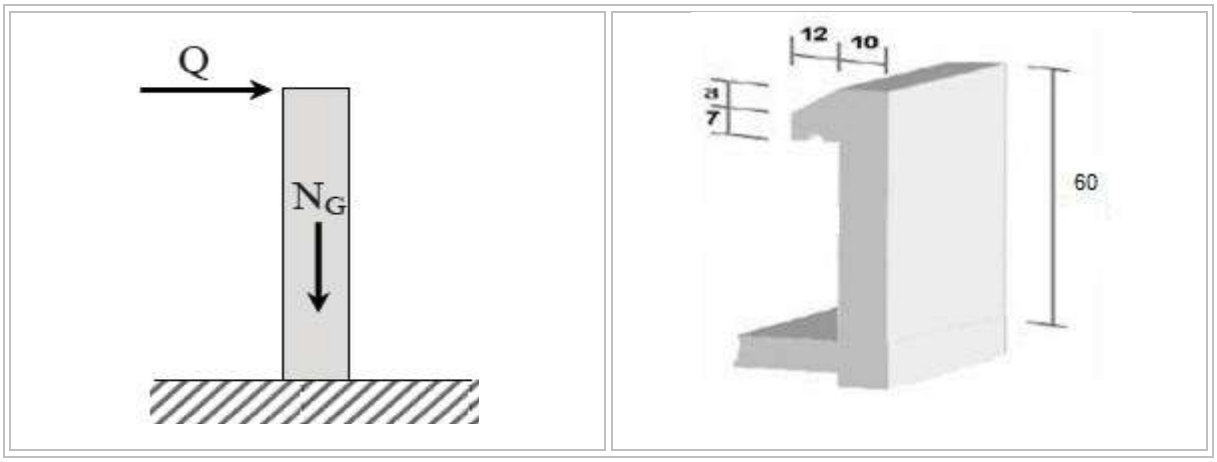


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

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

Tableau 3-1 : Les charges

III.1.2. Calcul des efforts :

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

Tableau 3-2 : Les efforts

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

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

Tableau 3-3 : Les données

III.1.3.a. À E L U :

- Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

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

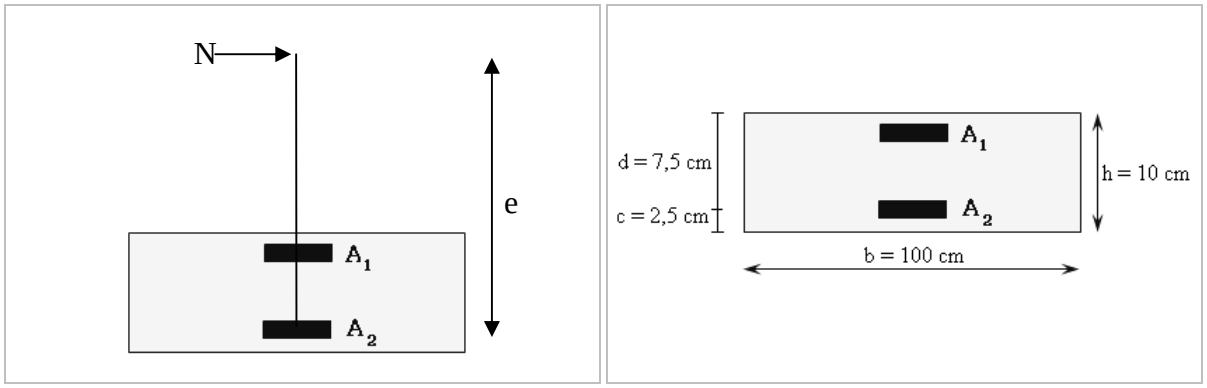


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405\ m$

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

❖ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

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

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

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

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 : [1]

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$

❖ Armatures de répartition : [1]

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

Donc, on prendra : $Ar = 3\ HA\ 8 = 1.50\ cm^2$

❖ Espacement : [1]

$St = 25\ cm \leq Smin = min\ [3h = 30\ cm ; 33\ cm] = 30\ cm$

$Srép = 15\ cm \leq Smin = min\ [4h = 40\ cm ; 45\ cm] = 40\ cm$

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: $N_{ser} = 1.755\ kN$

$M_{ser} = 0.6 kN.m$

❖ Calcul de l'excentricité:

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

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

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

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

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

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

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: $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (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:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$....."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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 :

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

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

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

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

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :[1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \dfrac{M_u}{0.9d}$

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

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. 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 , 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 ; Wp= 2.255 KN.

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

$$F_p = 1.404 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN} \text{ .....(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

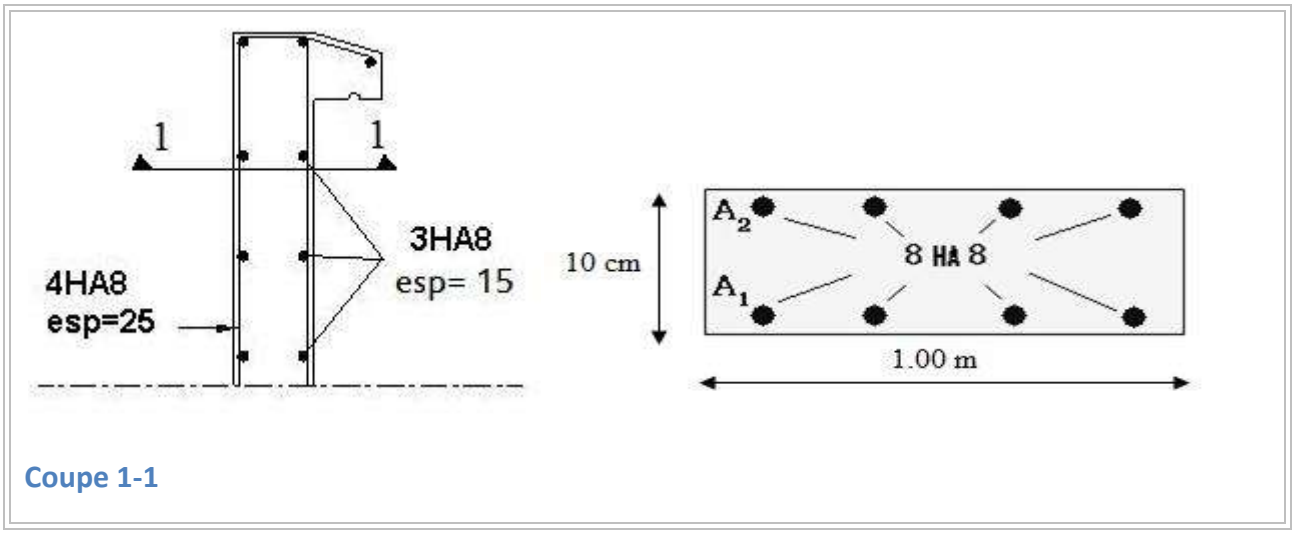


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, 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 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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.2.1. 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[1]

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

33 cm[1]

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

$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$[1]

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 ≤ (L=65cm) ≤ 65cm At ≥ 0.5 cm² /m.l

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25$ cm²/m.l[1]

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.

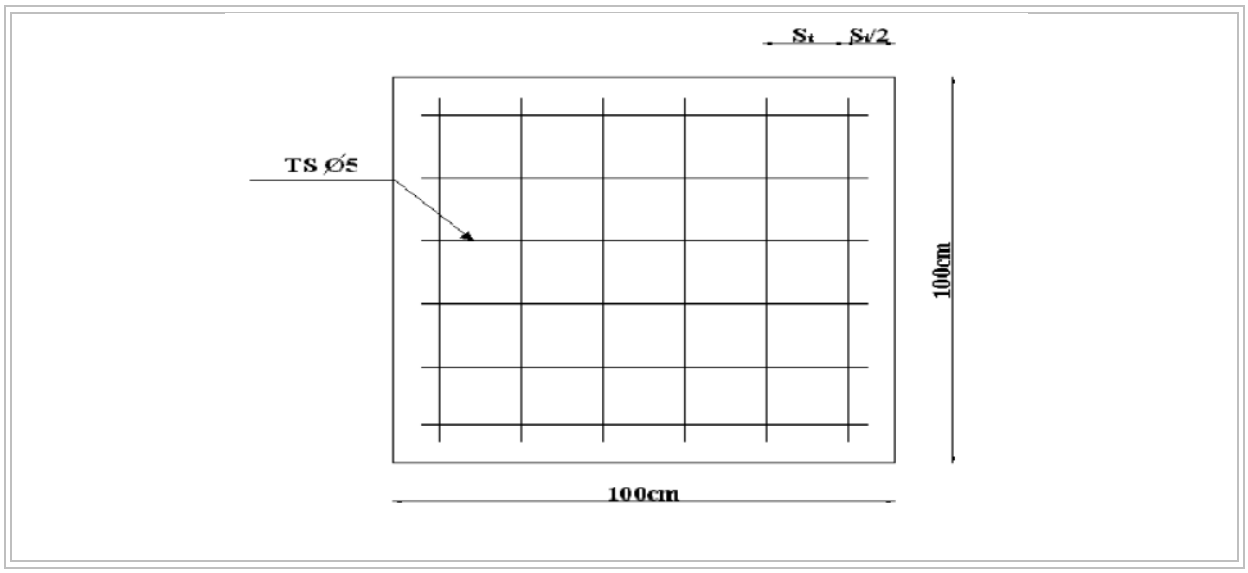


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1.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 de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

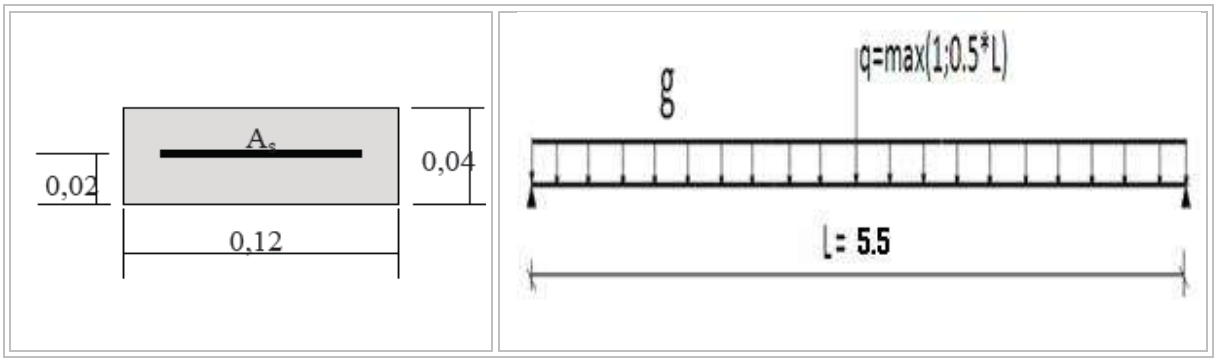


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Bloc	La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
	4.30	2.15	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous octroie :

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$\frac{GL^2}{8}$ = 1.78	$\frac{QL}{4}$ = 2.31	1.35MG+1.5MQ=5.86

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{5.86 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 20^2} = 8.60 \Rightarrow \mu max = 0.478$$

Cette valeur de μ=14.06 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 déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.2.2.2. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 3.2*0.65=2.08 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{2.05 (1.35G+1.5Q) l^4}{384 E I}$ pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

BLOC	Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+ 1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
	0	2.08	1	4.308	4.3	3.84	0.86	Non
	1				2.15	0.24	0.43	Oui
	2				1.43	0.05	0.30	Oui

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements

On place trois étaiements pour les poutrelles du bloc

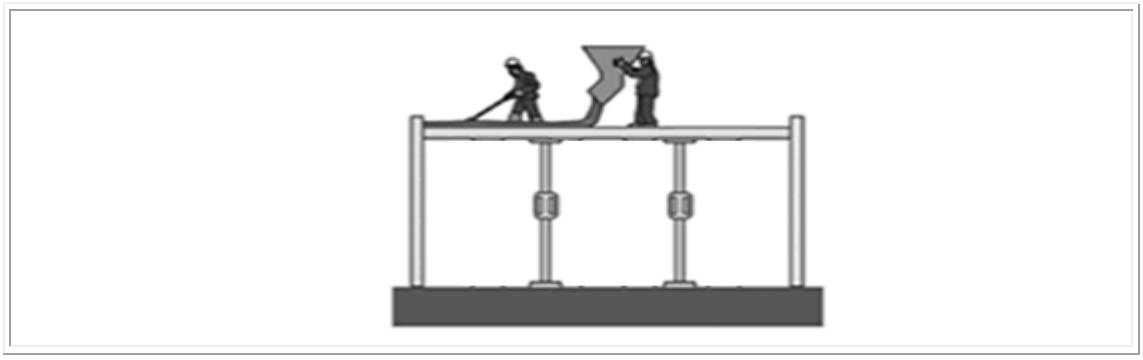


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

III.2.2.2.a. Bloc

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 7 travées.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 1seule travée

III.2.2.2.b.1. Méthode de calcul :[1]

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Moment isostatique Mo		$ql^2/8$
Moment en travée Mt		$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.15M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + (M_e - M_w/l)$
	Te	$(ql/2) - (M_e - M_w/l)$

Tableau 3-7 : méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

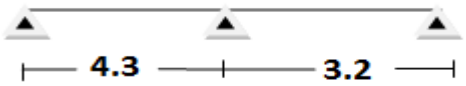
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.2.2.b.2. Sollicitations de calcul :

On a utulisé la methode de caquot dans le calcul des poutrelles

- La fissuration est peu nuisible

- Poutrelles à deux travées



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

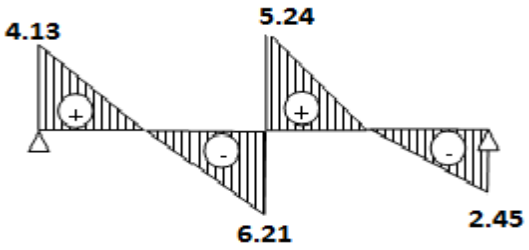
TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	21.99	12.58	4.39	10.99	4.13	6.21
B-C	11.18	4.44	10.99	2.43	5.24	2.45

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.37	9.98	2.67	6.68	2.95	4.43
B-C	7.4	3.17	6.68	1.48	3.74	1.75

Tableau 3-9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

T(kN)



M(kN.m)

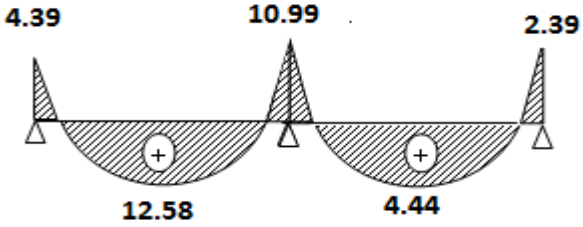
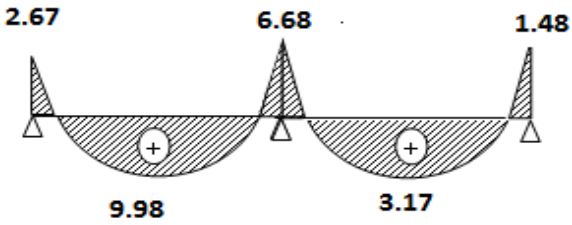


Figure 3-7 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)

M(kN.m)



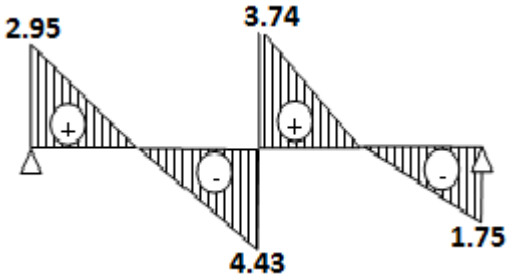
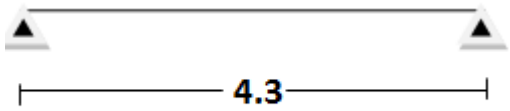


Figure 3-8 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)

- Poutrelles à un seul travée



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

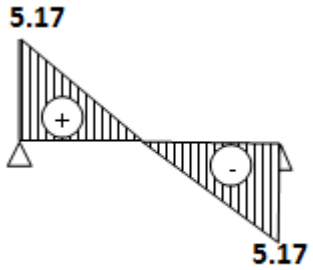
TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	21.99	19.78	0.000	0.000	5.17	5.17

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.62	14.11	0.000	0.000	3.36	3.36

Tableau 3-11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

T(kN)



M(kN.m)

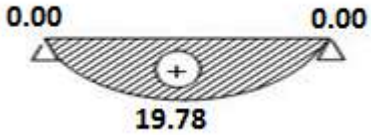
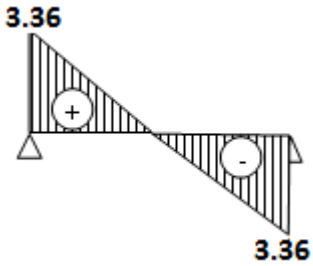


Figure 3-9 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELU)



M(kN.m)

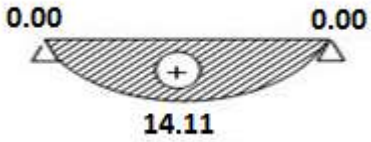
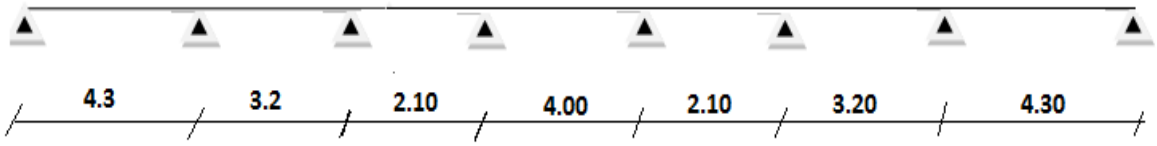


Figure 3-10 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

- Poutrelle à 7 travées :



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

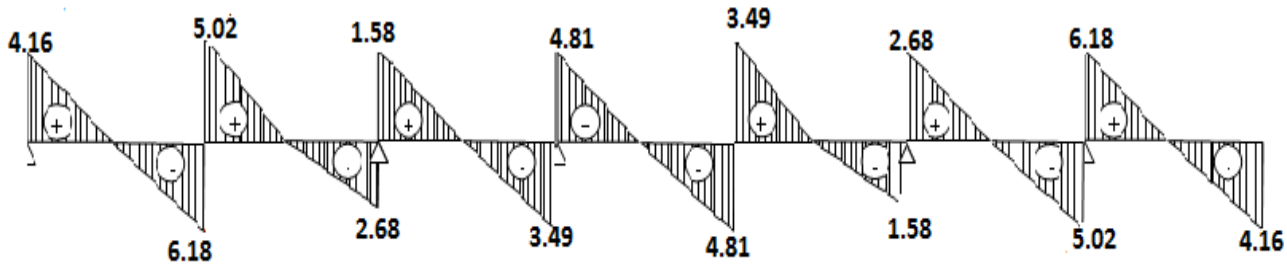
TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	21.99	12.75	4.39	10.99	4.16	6.18
B-C	12.18	3.96	10.99	19.30	5.02	2.68
C-D	5.25	0.5	19.30	11.69	1.25	3.49
D-E	19.03	9.27	11.69	11.69	4.81	4.81
E-F	5.25	0.5	11.69	19.30	3.49	1.58
F-G	12.18	3.96	19.30	10.99	2.68	5.02
G-H	21.99	12.75	10.99	4.39	6.18	4.16

Tableau 3-12 :Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.37	9.10	2.67	6.68	2.97	4.41
B-C	7.40	2.83	6.86	13.77	3.58	1.91
C-D	3.18	0.36	13.77	8.34	1.31	2.49
D-E	11.57	6.61	8.34	8.34	3.43	3.43
E-F	3.18	0.36	8.34	13.77	2.49	1.31
F-G	7.4	2.83	13.77	6.86	1.41	3.58
G-H	13.37	9.10	6.68	2.67	4.41	2.97

Tableau 3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

T(kN)



M(kN.m)

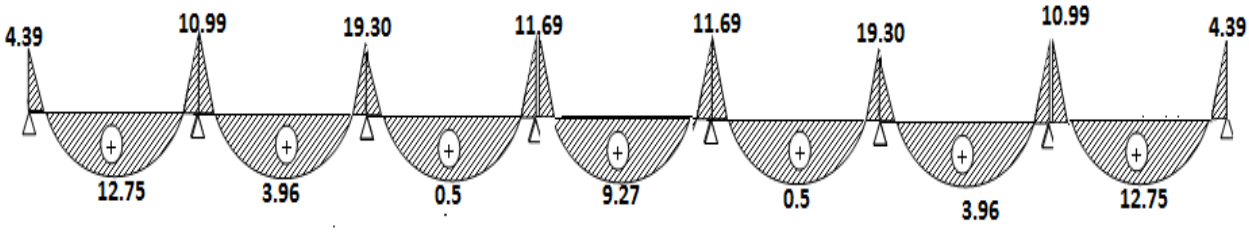


Figure 3-11 : Différents efforts dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

T(KN)

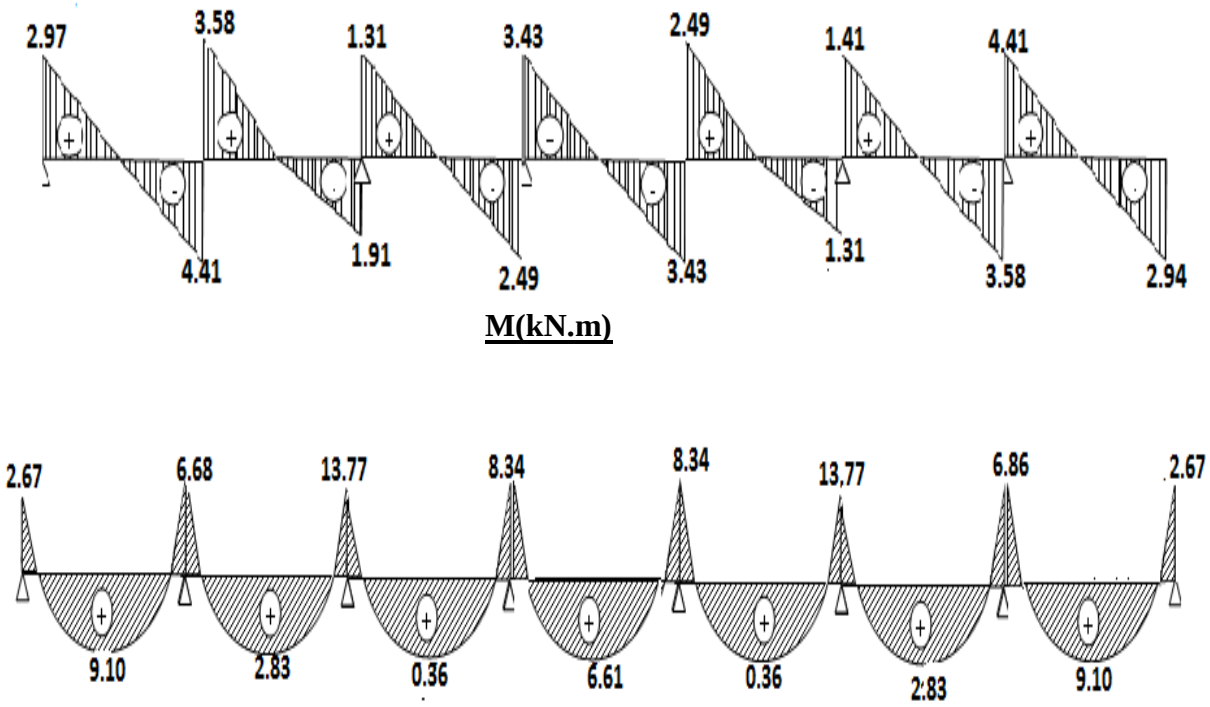


Figure 3-12 : Différents efforts dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

III.2.2.2.C. Récapitulations :

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

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	21.99	19.78	6.21	15.62	14.11
référence	Poutrelle à1 seul travée,	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à1 seul travée	Poutrelle à1 seul travee	Poutrelle à1seule travées,

Tableau 3-14: Récapitulations des efforts

III.2.2.2.d. Calcul du ferraillage :

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage 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 dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
-

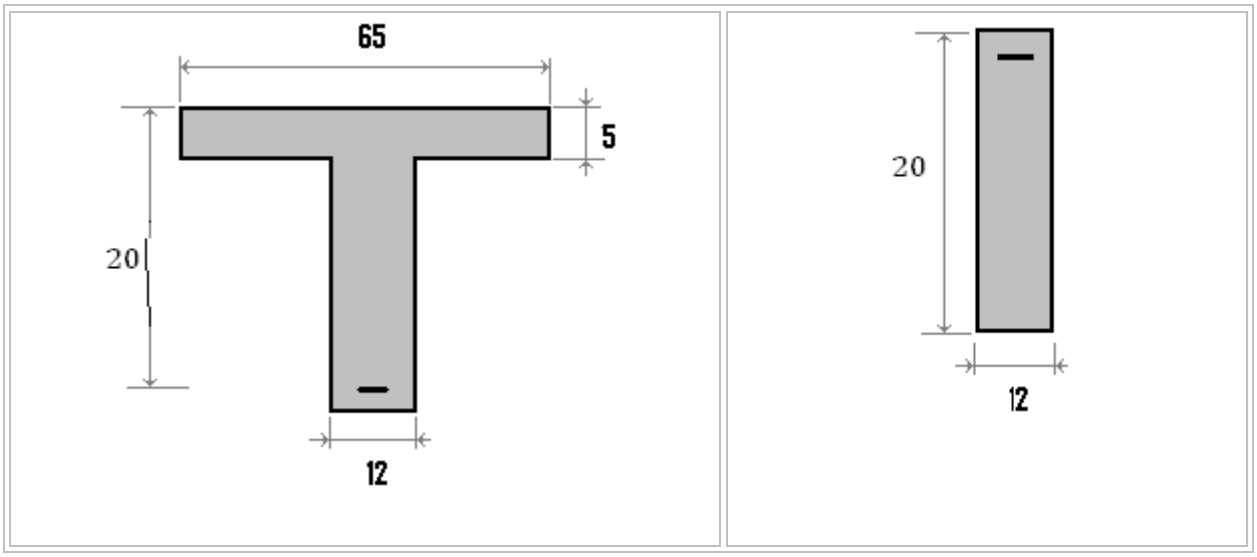


Figure 3-13 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	19.78	21.99
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =105.83 $M_0 > M_u$ □ l'axe neutre appartient à la table □ section rectangulaire	/
	μ	0.03	0.18
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.985	0.911
	A (cm²)	2.29	2.43
	Le choix	3HA10=2.35 cm²	1HA10 + 2HA12=3.05 cm²
	B/1000	1.3	0.300
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	14.11	15.62
	σ_{badm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.69	10.92
	I_G (cm^4)	11961.78	8782.37
	K (N/cm^3)	117.95	12.06
	σ_b (Mpa)	5.53	13.16
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Tableau 3-15 : calcule des armatures

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=1HA10+2HA12

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Pour les appuis des poutrelles en utilise une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

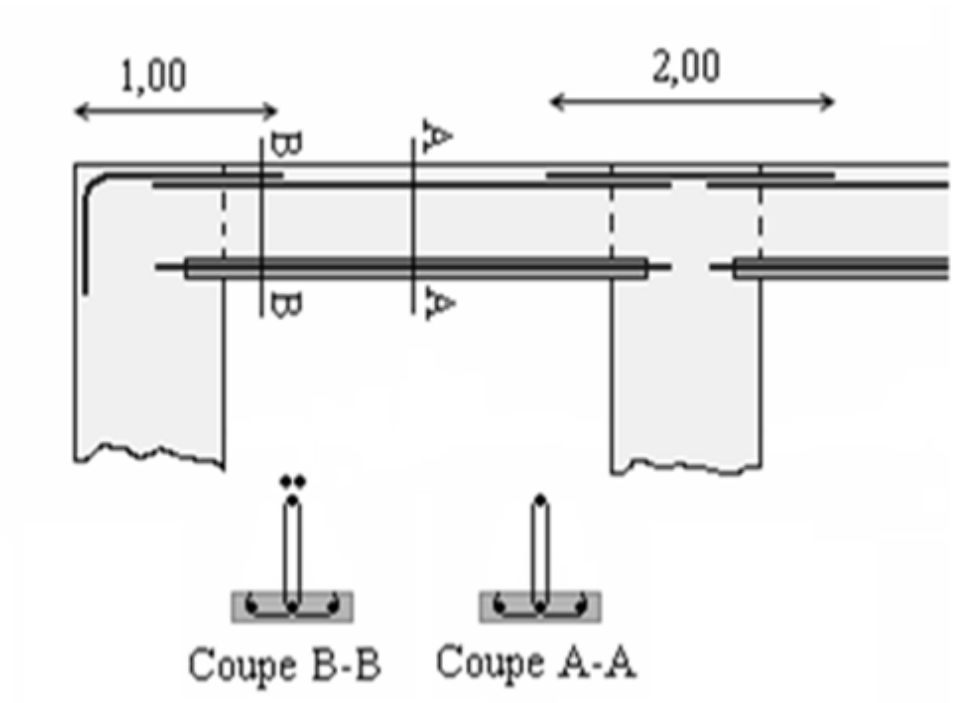


Figure 3-14 : Disposition constructive des armatures

- Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- Espacement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (22.5;40\ cm)$$

Donc: $S_t = 20$ cm;

- Diamètre des armature transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.75;10;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.75$, on prend : $\phi_t = 6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 19.62$ mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres $a_t = 0.19$ cm² et $n_t = 3$

➔ $A_t = a_t n_t = 0.56$ cm².

A transversales	espacement
2ϕ5	20cm

Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement :[1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{27.60 \cdot 10^3}{120 \cdot 175} = 1.31\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3.33\ \text{Mpa}$$

- Vérifications nécessaires : [1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{100 \times 200} = 1.12 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \qquad (C.V)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \,(C.V)$$

Avec: $K=1 \rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha=90°$ Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche :[1]

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

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.5 = 0.045 Mt/(15Mo)=19.78/(15*14.11)=0.093	ρ=A/(bo*d)=3.39/(12*23)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.2.2.g. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=5.5 m

5.5 m>5 m $\bar{f} = 0.5cm + (L/1000) = 0.5 + (5.5/1000) = 1$ cm

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{\beta + (1-\beta) \cdot [\alpha^4 - \beta \cdot (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha \cdot (1-\beta)} = 30179.7921\ cm^4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0.184
- α=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 5.785 \cdot 10^3 \cdot 5.5^4}{384 \cdot 32164.2 \cdot 30179 \cdot 10^{-8}} = 0.007\ m$$

$$f = 0.7\ cm < \bar{f} = 1\ cm$$ Condition vériié

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

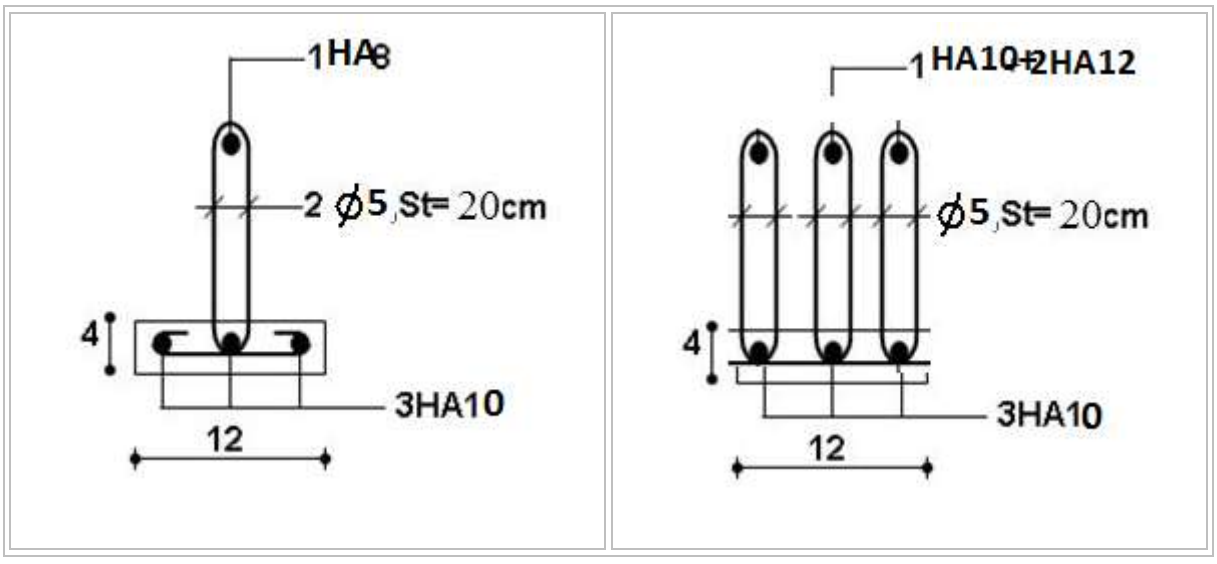


Figure 3-15 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2. 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 à 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 volée parallèles.
- La marche : C'est la partie qui recoit le pied
- 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.

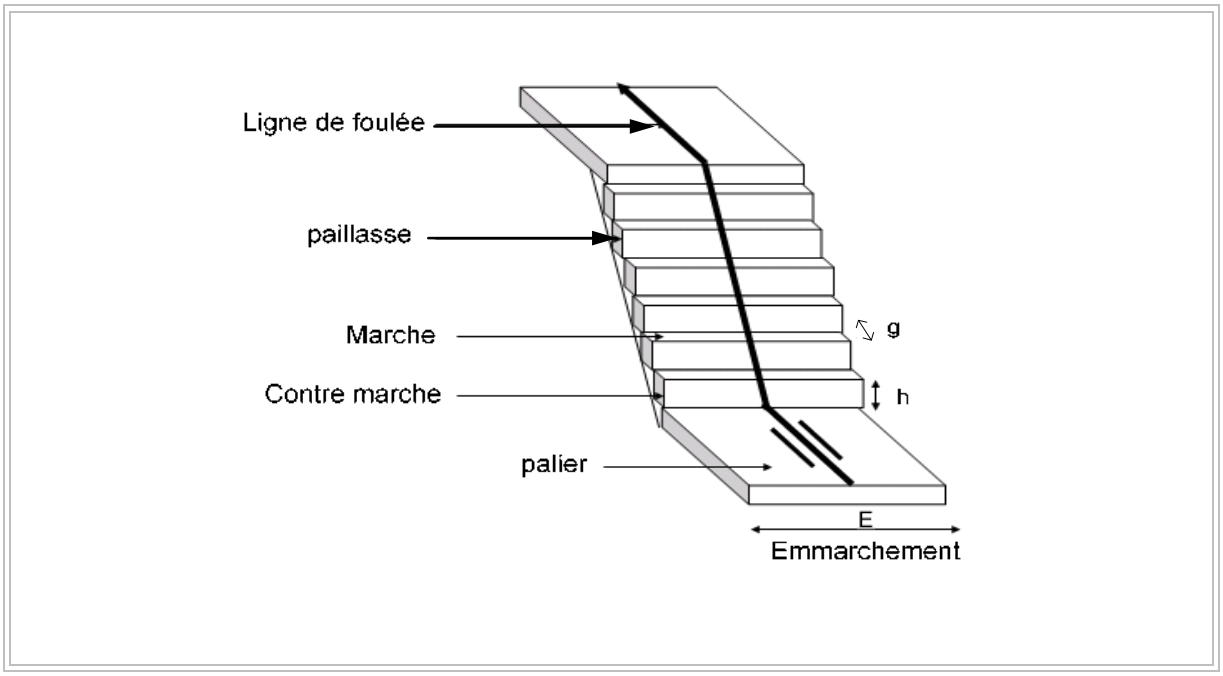


Figure 3-16 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur d
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III.3.3. Escalier à deux volées :

III.3.3.1.Prédimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.7m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

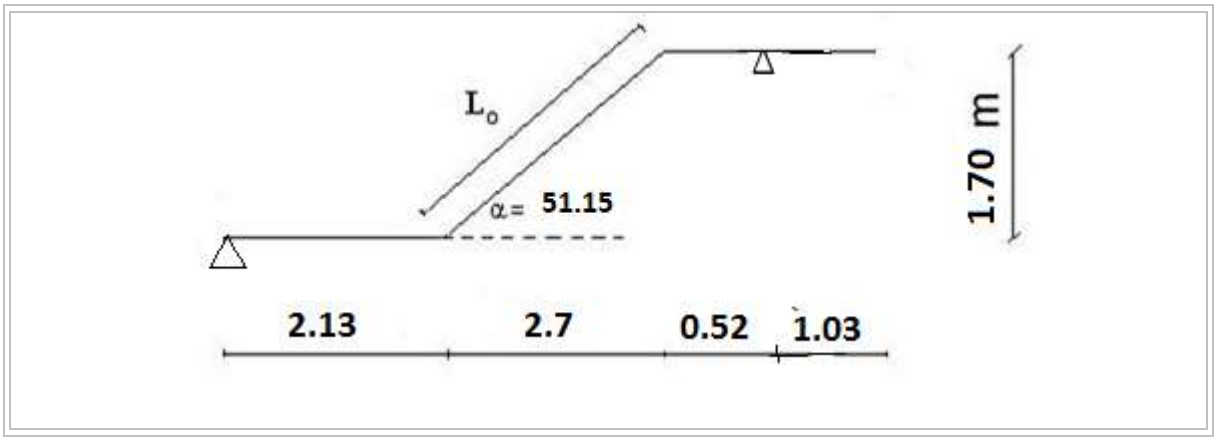


Figure 3-17 : Dimensions de l'escalier

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 86cm ≤ 64cm. (Condition non vérifiée)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tgα = H / L = 1.70/2.7 = 0.62

donc : α =51.15°

$$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 2.70^2} = 3.19m$$

l =2.13+3.19+0.52 =5.84m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 16 \le e \le 19$ On adopte: e = 17cm

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	5.99

Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.98
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	8.78

Tableau 3-20 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier 1	5.99	2.5	11.83	8.49
Paillasse	8.78	2.5	15.60	11.28

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :

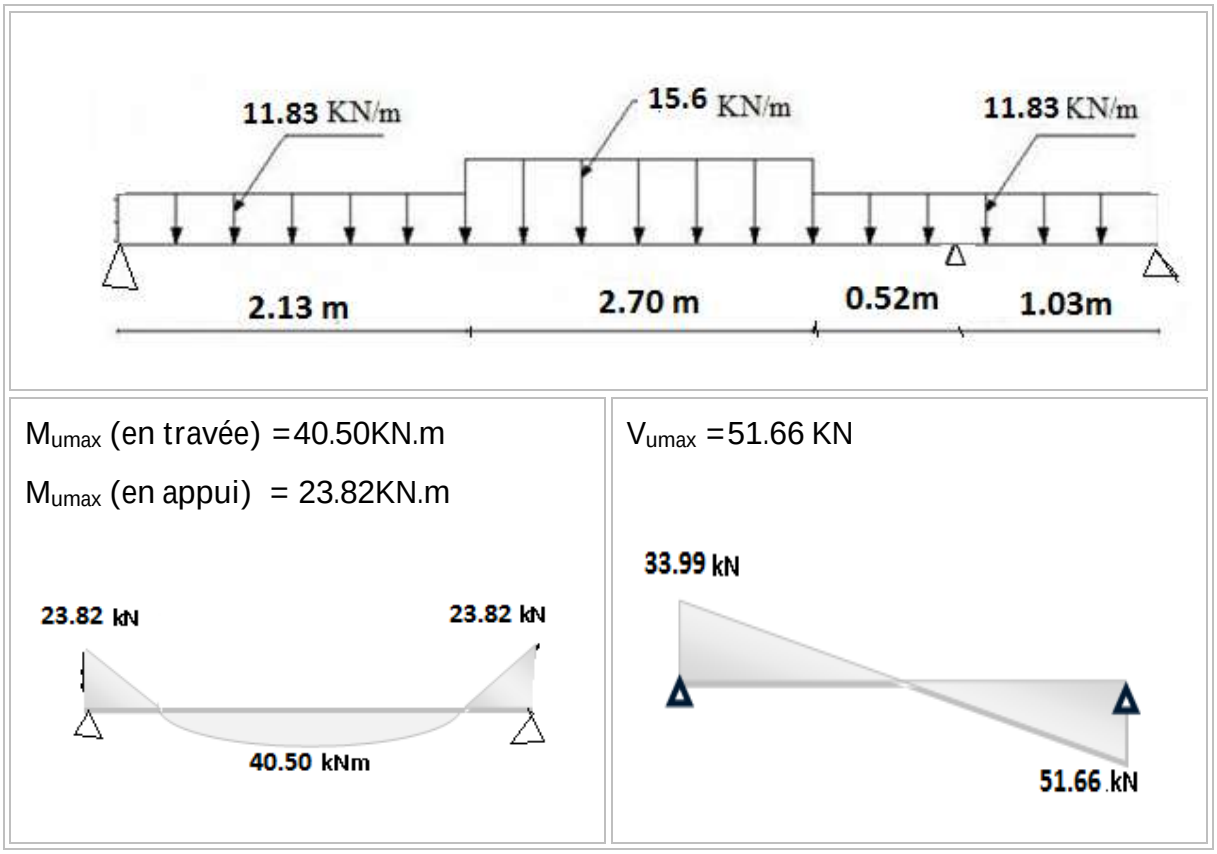
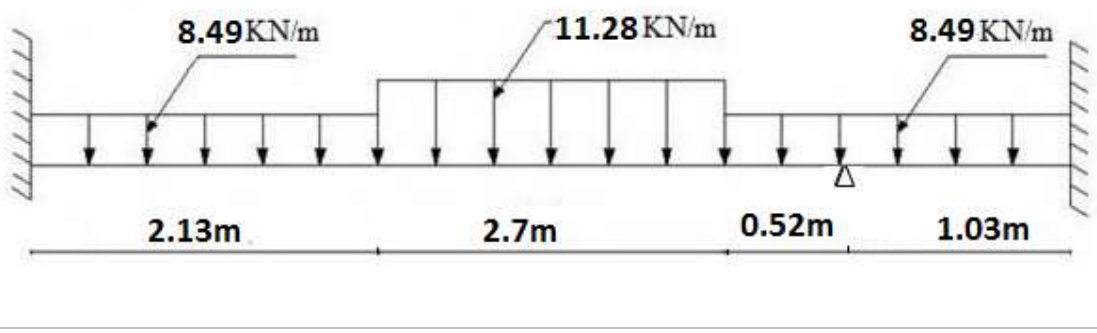


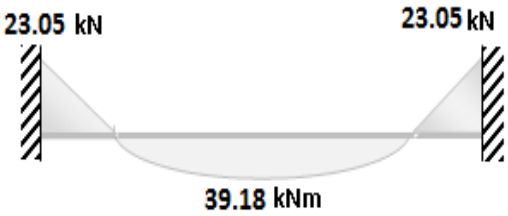
Figure 3-18 : Schéma statique à l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :



M_{smax} (en travée) = 39.18KN.m

M_{smax} (en appui) = 23.05KN.m



V_{smax} = 38.06KN



Figure 3-19 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

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

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	40.50	0.088	0.965	6.70	0.00	6HA12=6.79
En appuis	23.83	0.052	0.973	3 .90	0.00	4HA12=4.52

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 7.69\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\ cm^2$ (c.v)

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

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :[1]

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.63$	3 HA 10 = 2.36 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.130$	3 HA 8 = 1.50cm²

Tableau 3-24 : Les armatures de répartition

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

	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=72cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

Tableau 3-25 : Vérification de l'espacement

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{51.66 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.344\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.344\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$ (c.v)

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S :[1]

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

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

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.69	5.65
M_{ser} (kN.m)	35.24	20.73
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.92$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.26$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 15685.38$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 12352.55$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 10.87$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.15$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche :[1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{635} = 0.027 \geq \frac{39.18}{20 \times 39.18} = 0.05 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \ge 5m \end{cases}$

❖ 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:

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

Avec :

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

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 6.52\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 74449.69cm^4$$

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
7.69	44.62	0.0051	336.36	0.63	6.52	74449.84
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
10721.39	12344.09	1.62	8.98	7.36	13.82	Oui

Tableau 3-27 : Vérification de la flèche de l'escalier

III.3.6.Calcul 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.3.6.1.Pré dimensionnement :

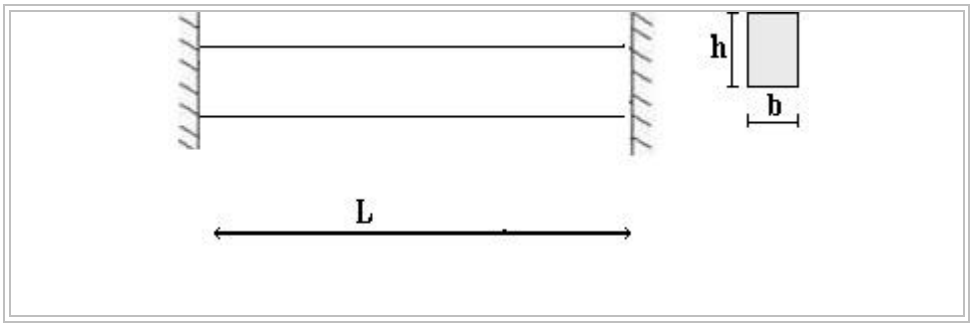


Figure 3-20 : Dimensionnement de la poutre palière

-
- 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 prédimensionnement 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[2]
- h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5+b1

poutrepalière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.20 m □ 21.33cm ≤ h ≤32cm on adopte h = 30 cm □ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm
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

Tableau 3-28 : prédimensionnement de la poutre palière

III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.30) \times 25$ ➔ $p_p = 2.25 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 51.66 KN$, $Rs = 33.99 KN$

✓ Poids du demi-mur ➔ Pm= 0.30×0.5×3.4×14=7.140/m

P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u➔P_u=-64.276KN/m

P_s = (P_p+ P_m+R_u) ➔P_s = 43 .38 KN/m

III.3.6.3. Calcul des efforts:

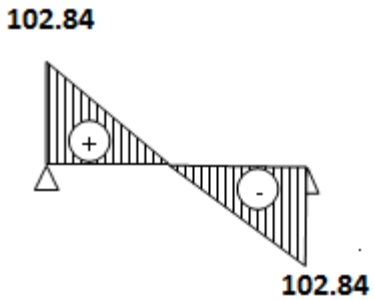
Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

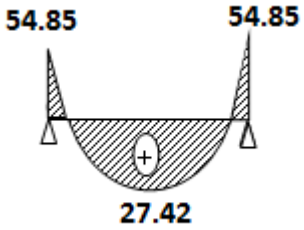
Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	102.84	54.85	27.42
ELS	69.41	37.02	18.51

Tableau 3-29 : Les efforts agissants sur une poutre palière

T(kN)



M(kN.m)



M(kN.m)

Figure 3-21: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

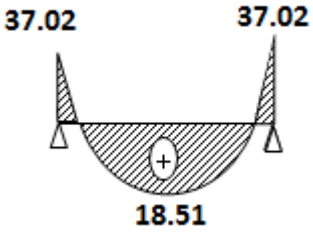


Figure 3-22: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-30 : les données

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	27.42	0.105	0.944	3.09	0.00	4HA12=4.52
En appuis	54.85	0.211	0.879	6.64	0.00	6HA12=6.79

Tableau 3-31 : Ferraillage de la poutre palière

III.5.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées: $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 8.04\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\ cm^2$ (c.v)

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{102.84 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.523\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 1.523\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (c.v)$$

III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min\left[b - c - 2\ ; 0.9d\right] = Min\left[20\,cm\ ; 24.3\,cm\right] = 20\,cm$$

$$V_u = 102.384\ KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 200 = 400\ KN \quad .....(c.v)$$

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2 \times 102.84 \times 10^3}{300 \times 200} = 3.428 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ .....(c.v)$$

$$A = 4.52\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 102.84 \times 10^3}{400} = 2.95\,cm^2 \text{ .....(c.v}$$

III.3.6.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 2.5\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.86\,cm$$

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

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

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

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

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

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

On a A_t = 1 cm².

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

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

$$S_t < \overline{S}_t$$

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:

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

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{250\times50}=0.016\geq\frac{1.15(1.58-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.003$ ...(c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{250\times150}=0.005\geq\frac{1.15(1.58-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.003$ ...(c.v)

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

Zone nodale: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times250\times50}{400}=0.13cm^2$ ...(c.v)

Zone courante: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times250\times150}{400}=0.38\,cm^2$ ....(c.v)

III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

	En appuis	En travée
A (cm²)	3.21	4.48
M_{ser} (kN.m)	14.11	28.21
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=6.69$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8.02$
I (cm⁴)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=17897.44$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=31534.81$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=7.68$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=12.79$
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau 3-32 : Vérification à l'E.L.S

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.40 = 0.088 Mt/(10 Mo)=30.14/(10*90.42)=0.03	ρ=A/(bo*d)=4.52/(25*27)=0.006 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau 3-33 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

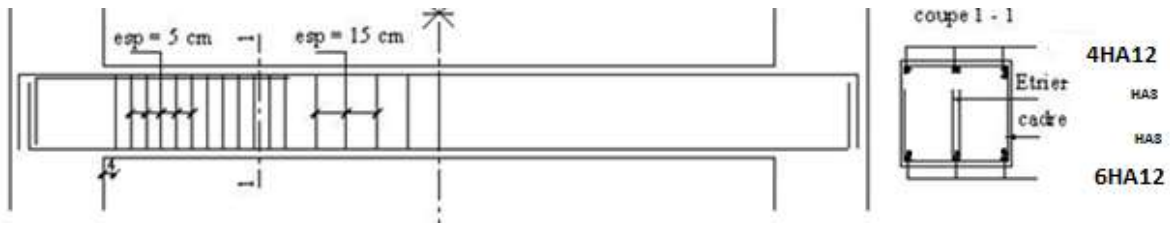


Figure 3-23 : ferraillage de la poutre palière

III.4.CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

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

a) travail externe :

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

T_{ext} = P . f (cas d'une charge concentrée).

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la chargef : flèche du centre de gravité de S.

b) 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.4.3. Position des lignes de rupture:

III.6.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.6.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

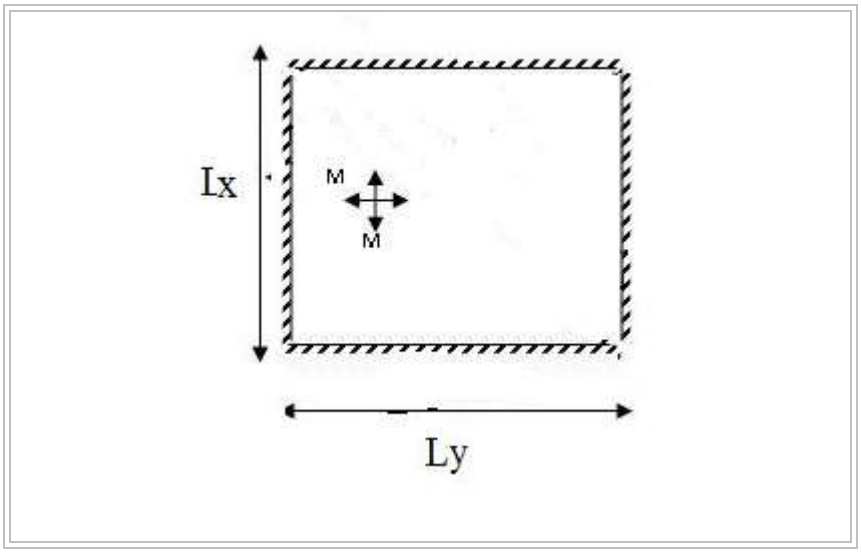


Figure 3-24 : Dalle pleine

Travail externe:

❖ Travail externe :

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

❖ Travail interne :

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \quad \theta_y = \text{tg}\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \quad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

- Principe du travail virtuel :

$$T_{ext} = T_{int}$$

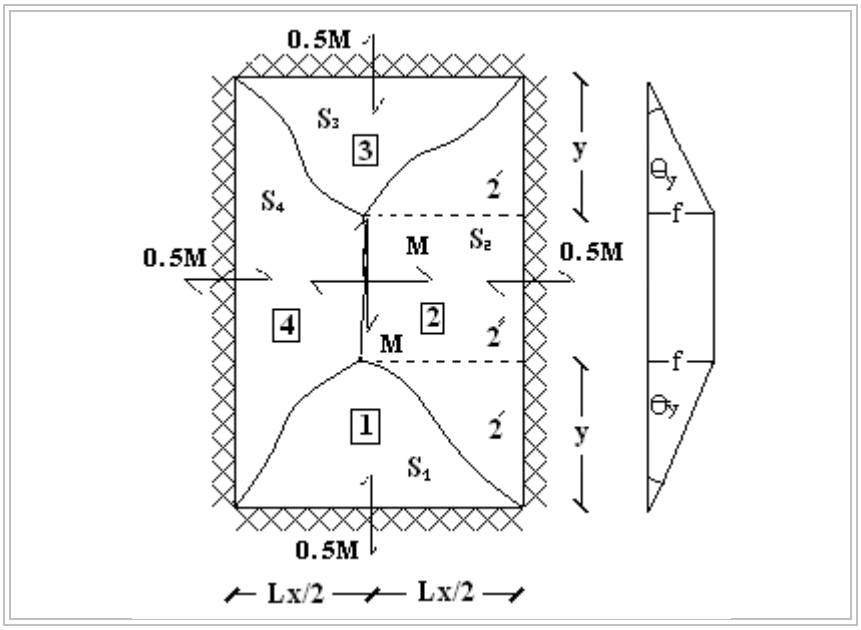


Figure 3-25 :efforts et déplacements des zones rigides.

III.4.3.2. Résultats :

Au niveau de notre structure nous avons 3 types de des dalle pleine, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	Lx(m)	Ly(m)	y(m)	Mt(KN.m)		Ma(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
1ertype	1.5	4.3	1.06	4.90	3.45	2.45	1.73
2emetype	1	2.45	1	1.93	1.38	0.97	0.69
3eme type	1	5	1.02	2.9	2.06	1.46	1.04

Tableau 3-34 : Résultats de calcul pour les dalles pleines

III.4.3. 3. Calcul de ferraillage :

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

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3-35 : Les données

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4\ \text{cm} \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2+1.2}{2}. = 21.2\ \text{cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
(1)	En travée	4.90	0.022	0.989	1.13	0.00	2.50
	En appuis	2.45	0.011	0.995	0.56	0.00	2.50
(2)	En travée	1.93	0.08	0.958	0.45	0.00	2.50
	En appuis	0.97	0.004	0.998	0.23	0.00	2.50
(3)	En travée	2.9	0.013	0.994	0.7	0.00	2.50
	En appuis	1.46	0.006	0.997	0.35	0.00	2.50

Tableau 3-36 : Calcul des sections d'acier des dalles

III.6.4.e. Condition de non fragilité : [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_y = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_y = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \end{cases}$

III.6.4.f. Condition d'espacement : [1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\ cm\ ,\ 22\ cm] = 22\ cm$$

On prend : S = 25 cm

III.6.4.g. Vérification de l'effort tranchant : [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 39.20KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{39.20 \times 10^3}{1000 \times 506} = 0.40\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 38.77KN$$

$$\tau_u = \frac{38.77 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.38\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

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

III.6.5. Vérification à l'E.L.S : [1]

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	travée	$0.44*q_{ser}=0.141*39.20=17.24$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*4.90=2.45$
Sens y	travée	$0.141*q_{ser}=0.141*39.20=17.24$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*4.90=2.45$

Tableau 3-37 : Calcul de M service

❖ Détermination de la valeur de « y » :

$$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (Kn.m	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	K (N/mm³)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	17.24	3.39	1.06	6655.27	0.051	0.96	OUI
	appuis	2.45	3.39	1.06	6655.27	0.027	0.75	OUI
Sens y	travée	17.24	3.39	1.02	6324.33	0.040	1.32	OUI
	appuis	2.45	3.39	1.02	6324.33	0.018	0.67	OUI

Tableau 3-38 : Vérification à l'ELS

III.6.6. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \grave{a} \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}20 > 0{,}013 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ldots vérifiée \\ 0{,}20 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée . \\ 2.731.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots .. vérifiée \end{cases}$$

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

Chapitre : 04

Calcul dynamique

IV.1. Introduction :

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 :

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la 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 :

$$X_G = \frac{\sum Wi \cdot Xi}{\sum Wi} \quad Y_G = \frac{\sum Wi \cdot Yi}{\sum Wi}$$

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.

- **Vue de la Structure en 3D :**

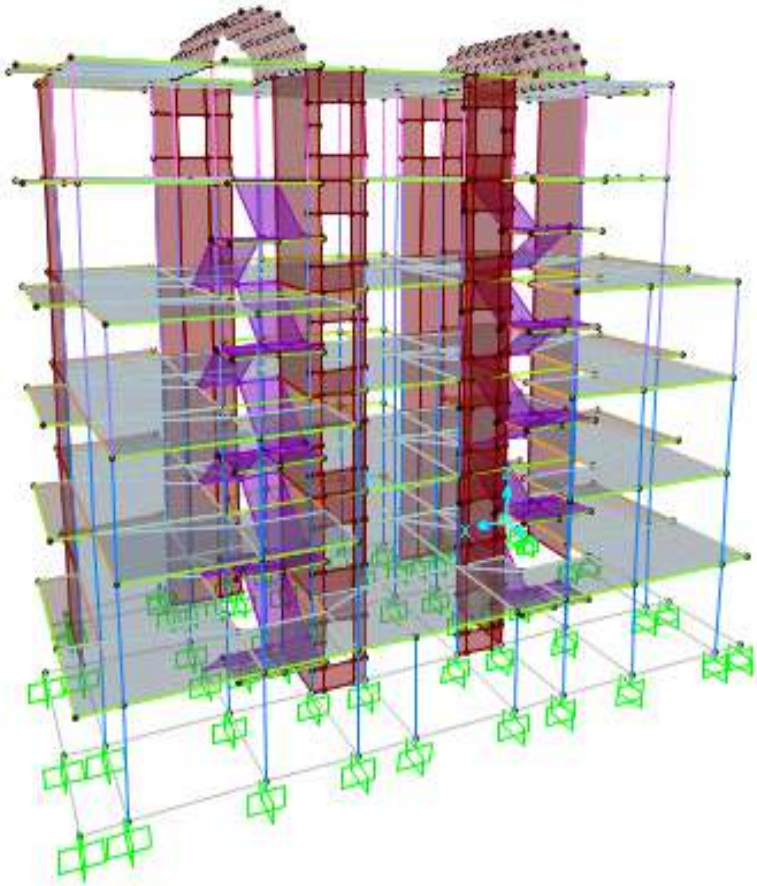


Figure4-1 : Structure en 3D

Disposition des voiles bloc barre etage courant:

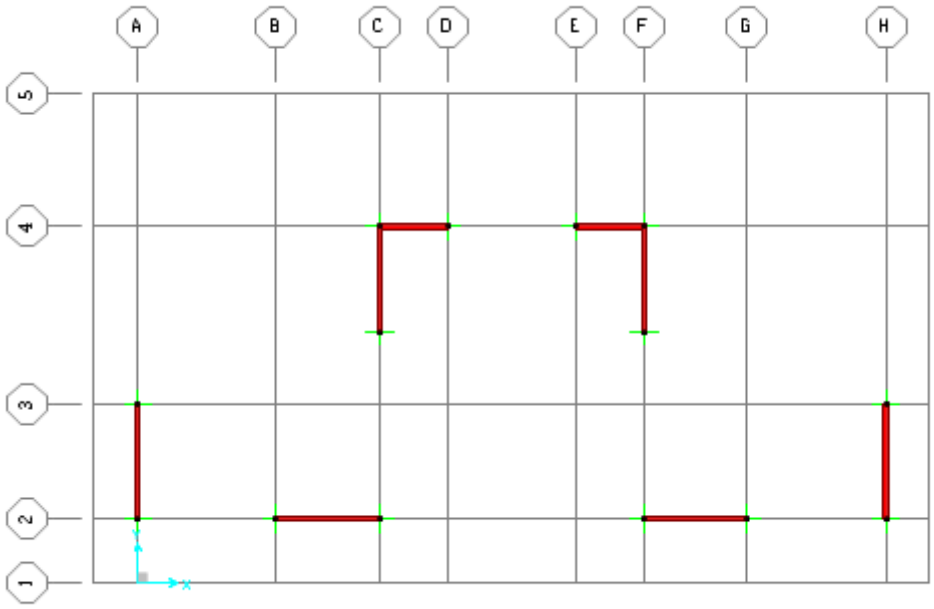


Figure 4-2 : disposition des voiles

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 23.2 m

Largeur du bâtiment = 15.15 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.48 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.27 m

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
20.4	2752,17	31925,17	15247,02	11,6	5,54
17	3420,41	39574,14	19120,09	11,57	5,59
13.6	4137,99	47917,92	28221,09	11,58	6,82
10.2	4189,66	48516,26	29369,52	11,58	7,01
6.8	4253,03	49250,09	29813,74	11,58	7,01
3.4	4631,3	53630,45	34225,31	11,58	7,39

Tableau 4-1 Centre de Rigidité & Centre de Masse

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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} \cdot Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} \cdot Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (coefficient des monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$: voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha}$ si ξ = 0.

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si 0 < ξ < 1

$A\ (\alpha,\xi) = \frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$

Remarque: si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
20.4	1.1149	2.0400	23.66	6.04	11.60	5.42

17	1.1509	2.0760	24.08	6.24	11.60	5.42
13.6	1.1714	2.0965	24.32	7.77	11.60	6.63
10.2	1.2323	2.1574	25.03	8.28	11.60	6.72
6.8	1.2323	2.1574	25.03	8.28	11.60	6.72
3.4	1.2427	2.1678	25.15	8.66	11.60	6.97

Tableau4-2 : Calcul du centre de torsion

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. 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 :

$E_x = |X_T - X_G|$ $E_Y = |Y_T - Y_G|$

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
20.4	11,6	11.60	0.00	5,54	5.42	0.12
17	11,57	11.60	0.03	5,59	5.42	0.17
13.6	11,58	11.60	0.02	6,82	6.63	0.19
10.2	11,58	11.60	0.02	7,01	6.72	0.29
6.8	11,58	11.60	0.02	7,01	6.72	0.29
3.4	11,58	11.60	0.02	7,39	6.97	0.42

Tableau4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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 tableau suivant :

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
20.4	23.2	15.15	1.16	0.76
17	23.2	15.15	1.16	0.76
13.6	23.2	15.15	1.16	0.76
10.2	23.2	15.15	1.16	0.76
6.8	23.2	15.15	1.16	0.76
3.4	23.2	15.15	1.16	0.76

Tableau4-4 : Excentricité accidentelle

IV.2.3.3. 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.

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
20.4	0.00	1.16	1.16	0.12	0.76	0.86
17	0.03	1.16	1.19	0.17	0.76	0.93
13.6	0.02	1.16	1.18	0.19	0.76	0.95
10.2	0.02	1.16	1.18	0.29	0.76	1.05
6.8	0.02	1.16	1.18	0.29	0.76	1.05
3.4	0.02	1.16	1.18	0.42	0.76	1.18

Tableau4-5 : Calcul de l'excentricité totale

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP 2000'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. 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.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur leSAP2000 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.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

.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 IIa, groupe d'usage 2)➔ A = 0,2 .

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 = 5.

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

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités

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

selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	OUI	0
4	Régularité en élévation	oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.10	Oui	0.10

Tableau4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0 = 1$$
$$Q_Y = 1 + 0.05 = 1.05$$

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{matrix}\right\} \text{siteS2.}$$

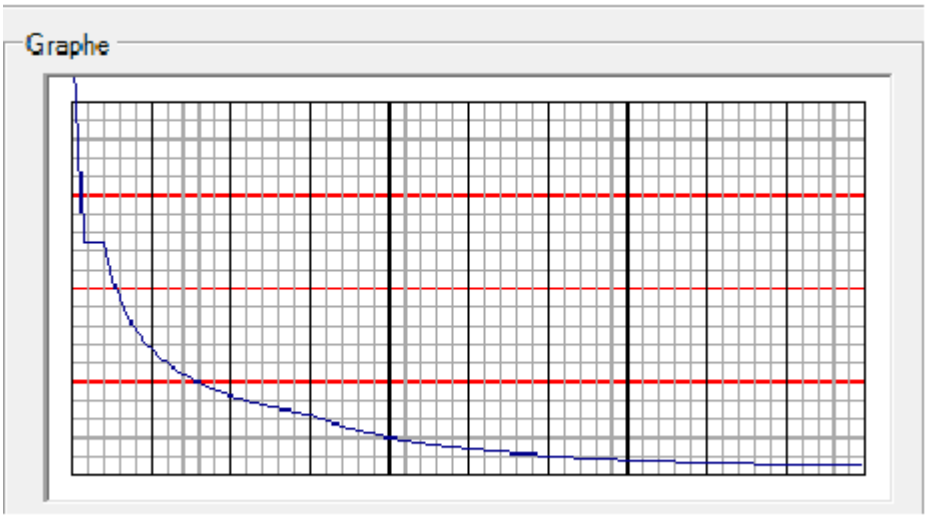


Figure4-3 : Spectre de réponse

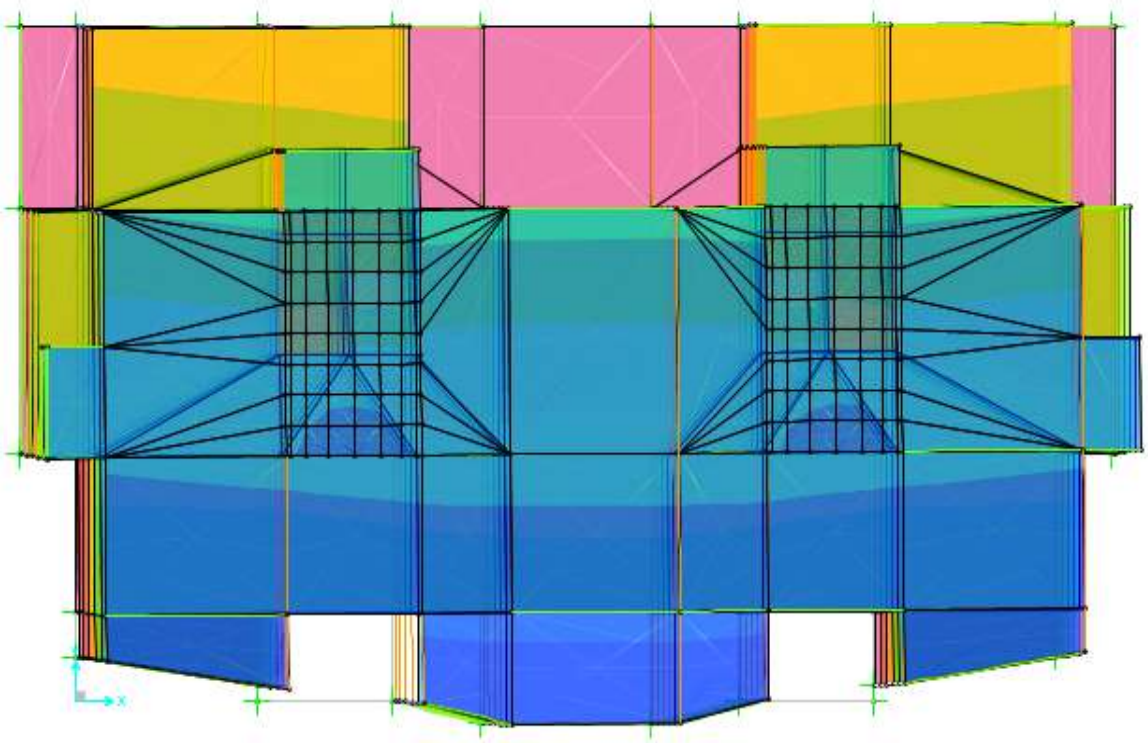
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

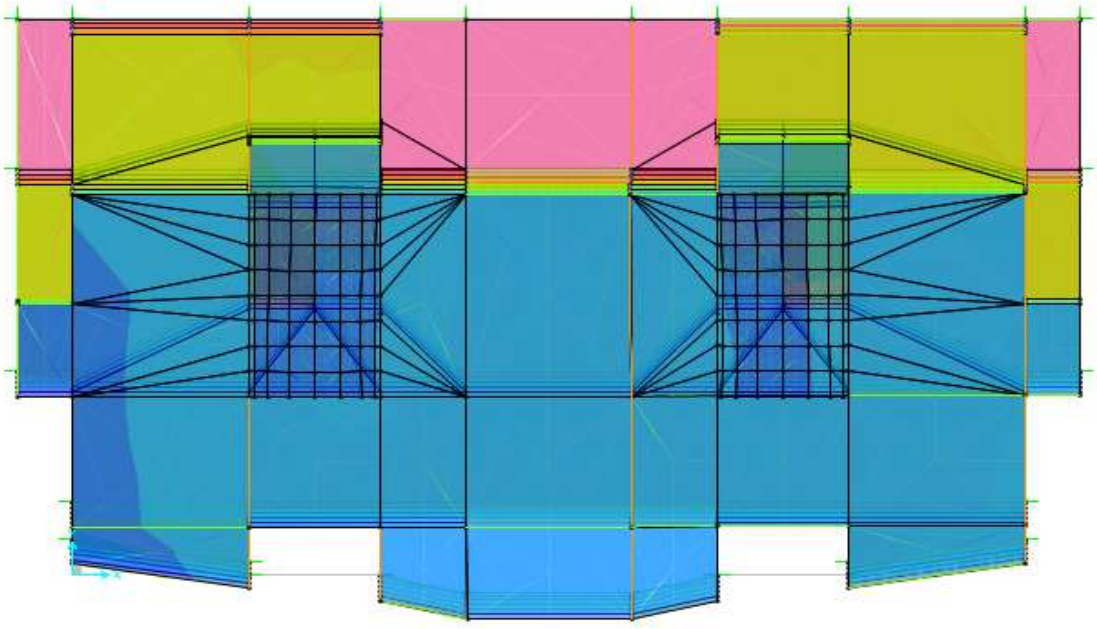
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification l'effort normal réduit

IV.4.1. Vérification de comportement :

mode1: translation X



mode2 : translation Y



mode3 : Rotation autour de l'axe Z

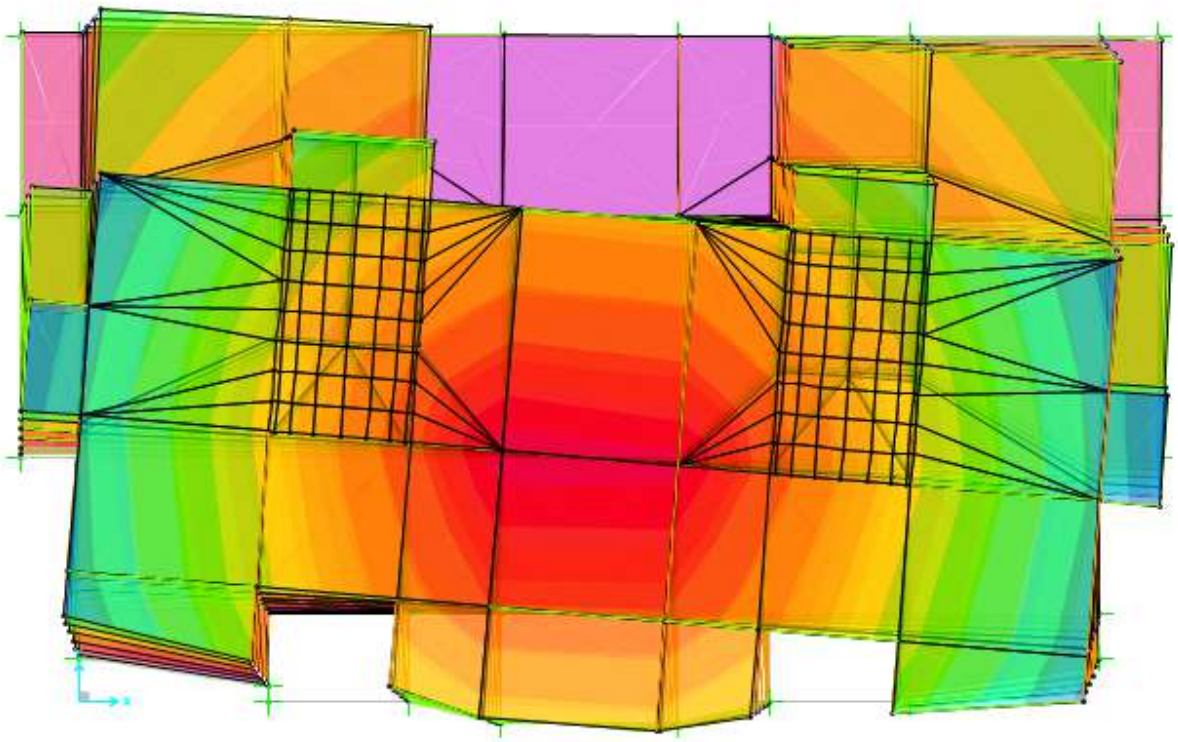


Figure4-4 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe x	translation suivant l'axe y	rotation autour de l'axe z

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

IV. 4.2. 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.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Translation Sens x	Translation Sens y
1	0,37	69,99%	0,00%
2	0,36	69,99%	70,34%
3	0,33	71,25%	70,35%
4	0,11	88,43%	70,35%
5	0,10	88,43%	88,44%
6	0,09	88,73%	88,44%
7	0,07	88,73%	88,58%
8	0,07	88,73%	88,58%
9	0,06	88,73%	88,73%
10	0,06	88,75%	88,73%
11	0,06	89,76%	88,74%
12	0,06	92,36%	88,75%

13	0,06	95,32%	88,75%
14	0,05	95,32%	88,94%
15	0,05	95,33%	89,09%
16	0,05	95,34%	92,24%

Tableau4-8: Coefficient de participation

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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 vériier 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 = 0,2

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S2)

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 :

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

Dx= 2.20

Dy= 1.99

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

- Q : facteur de qualité

Q_x=1 . Q_y=1.05

- 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 tableau 4.5

Poids de la structure W= 25784.394 kN

Vsx=0.088*W = 2269.03 kN

Vsy =0.084*W =2165.98 kN

Edx=28879,68kN ; Edy=3183,52kN

$$\frac{Vdx}{Vsx}=\frac{28879{,}68}{2269.03}=12.72>0.8$$

$$\frac{Vdy}{Vsy}=\frac{3183{,}52}{2165.98}=1.47>0.8$$

IV. 4.5. 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 : $Mt_x = X_G.Wi$, $Mt_Y = Y_G.Wi$

Avec :

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

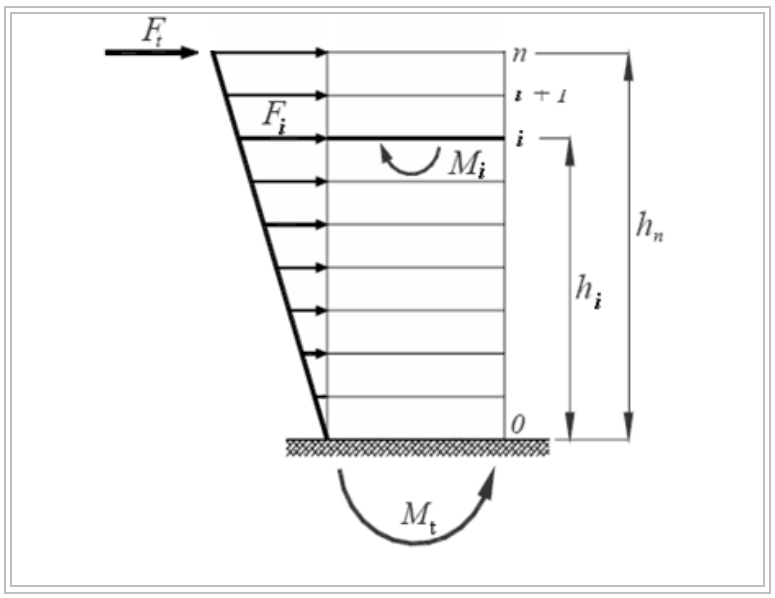


Figure4-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

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

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

Donc:

Ft=0

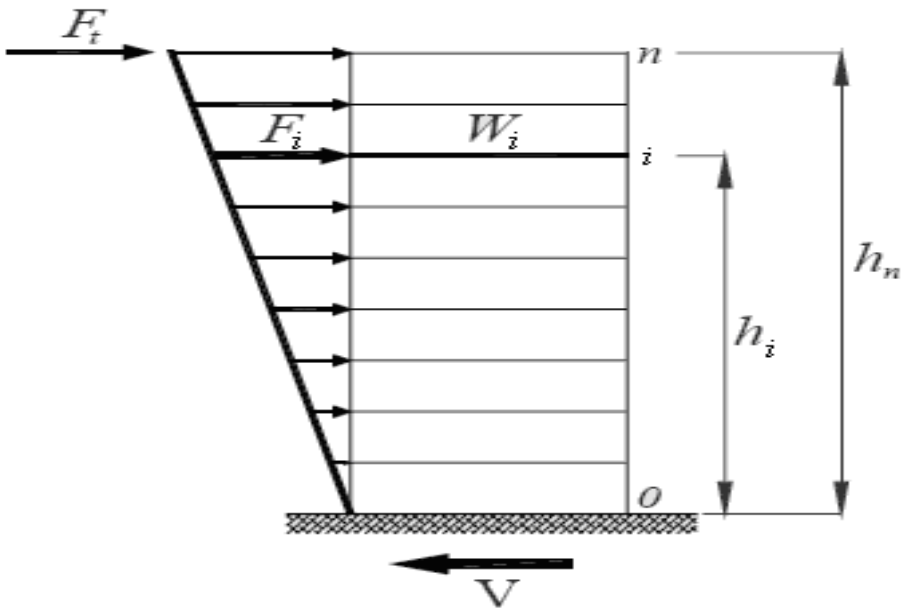


Figure4-6 : Distribution des forces sismiques

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)
20.4	2752,17	56144,27	6285,35
17	3420,41	58146,97	6509,55
13.6	4137,99	56276,66	6300,17
10.2	4189,66	42734,53	4784,13
6.8	4253,03	28920,60	3237,66
3.4	4631,3	15746,42	1762,81
SOMME		257969,46	28879.67

Tableau4-9 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

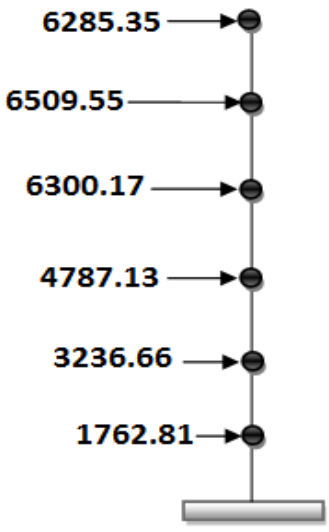


Figure4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant

hi (m)	W_i (kN)	W_ih_i	F_{iy}(kN)
20.4	2752,17	56144,27	692,86
17	3420,41	58146,97	717,57
13.6	4137,99	56276,66	694,49
10.2	4189,66	42734,53	527,37
6.8	4253,03	28920,60	356,90
3.4	4631,3	15746,42	194,32
SOMME		257969,46	3183.51

Tableau4-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

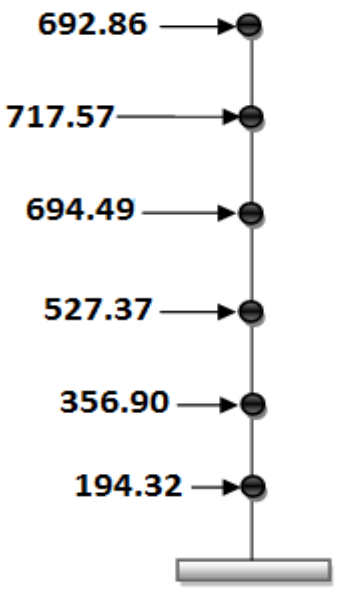


Figure4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
20.4	6285,35	692,86	128221,15	14134,32
17	6509,55	717,57	110662,40	12198,75
13.6	6300,17	694,49	85682,34	9445,10
10.2	4784,13	527,37	48798,13	5379,21
6.8	3237,66	356,90	22016,10	2426,92
3.4	1762,81	194,32	5993,56	660,69
∑Mo			128221,15	14134,32

Tableau4-11 : calcul du moment de renversement

IV. 4.5. 3.Moment stabilisant :

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
20.4	2752,17	11,6	5,54	31925,17	15247,02
17	3420,41	11,57	5,59	39574,14	19120,09
13.6	4137,99	11,58	6,82	47917,92	28221,09
10.2	4189,66	11,58	7,01	48516,26	29369,52
6.8	4253,03	11,58	7,01	49250,09	29813,74
3.4	4631,3	11,58	7,39	53630,45	34225,31
∑Mt				270814,04	155996,77

Tableau4-12 : calcul du moment stabilisant

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

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
270814,04	155996,77	128221,15	14134,32	2.11	11.04	OUI

Tableau4-13 : Vérification de stabilisation

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

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 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+20.4	0,394	1,97			
+17.0	0,899	4,50	-2,52	3.40	c.v
+13.6	0,742	3,71	0,79	3.40	c.v
+10.2	0,573	2,86	0,85	3.40	c.v
+6.8	0,223	1,12	1,75	3.40	c.v
+3.40	0,079	0,39	0,72	3.40	c.v
+0.00	0	0	0,39	3.40	c.v
			0	3.40	c.v

Tableau4-14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+20.4	0,34	1,715			
+17.0	0,79	3,965	-2,25	3.40	c.v
+13.6	0,65	3,27	0,695	3.40	c.v
+10.2	0,50	2,505	0,765	3.40	c.v
+6.8	0,19	0,96	1,545	3.40	c.v
+3.40	0,07	0,335	0,625	3.40	c.v
+0.00	0	0	0,335	3.40	c.v
			0	3.40	c.v

Tableau4-15 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

-Vérification du déplacement en tête :

Les déplacements théoriques

X=0.07 cm

Y=0.06 cm

Les déplacements réels :

X=0.39*5=1.95 cm

Y= 0.34*5 =1.70 cm

Le déplacement admissible :

$X=\frac{H}{250} = \frac{2040}{250} = 8.16\ cm$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

IV. 4.7. 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.

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
20.4	2752,17	469,68	-2,52	-0,043	c.v
17	3420,41	486,43	0,79	0,016	c.v
13.6	4137,99	470,79	0,85	0,022	c.v
10.2	4189,66	357,50	1,75	0,060	c.v
6.8	4253,03	241,94	0,72	0,037	c.v
3.4	4631,3	131,73	0,39	0,041	c.v

Tableau4-16: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	Δ_{ky}(cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
20.4	2752,17	539,51	0,34	0,005	c.v
17	3420,41	558,76	0,79	0,014	c.v
13.6	4137,99	540,78	0,65	0,015	c.v
10.2	4189,66	410,65	0,50	0,015	c.v
6.8	4253,03	277,91	0,19	0,009	c.v
3.4	4631,3	151,31	0,07	0,006	c.v

Tableau4-17 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

8-***Vérification de cisaillement des éléments :***

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

Avec $\tau = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible $\bar{\tau} = min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$

8-a poutre principal :sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=35*50 cm xcm

L'effort tranchant max = 121.29 kN

$$\tau = \frac{121.29 \ 10^3}{500x350} = 0.69 < 3.33 \ CV$$

8-b poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=30*40 cm xcm

L'effort tranchant max = 61.96 kN

$$\tau = \frac{61.96 \ 10^3}{300x400} = 0.52 < 1.875 \ CV$$

***8-d poteaux* 50*50 :**

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=50*50 cm xcm

L'effort tranchant max = 53.38 kN

$$\tau = \frac{53.38 \ 10^3}{500x500} = 0.21 < 1.875 \ CV$$

Sens Y Sous V3

L'effort tranchant max = 68.92 kN

$$\tau = \frac{68.92 \ 10^3}{500x500} = 0.28 < 1.875 \ CV$$

***8-e poteaux* 45*45 :**

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=45*45 cm xcm

L'effort tranchant max = $\mathbf{47.76}$ kN

$$\tau = \frac{\mathbf{47.76} \square \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{450x450}} = \mathbf{0.24} < 1.875 \ CV$$

Sens Y Sous V3

L'effort tranchant max = $\mathbf{29.40}$ kN

$$\tau = \frac{\mathbf{29.40} \square \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{450x450}} = \mathbf{0.15} < 1.875 \ CV$$

***8-e poteaux* 40*40*:**

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=40*40 cm xcm

L'effort tranchant max = $\mathbf{38.22}$ kN

$$\tau = \frac{\mathbf{38.22} \square \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{400x400}} = \mathbf{0.24} < 1.875 \ CV$$

Sens Y Sous V3

L'effort tranchant max = $\mathbf{32.53}$ kN

$$\tau = \frac{\mathbf{32.53} \square \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{400x400}} = \mathbf{0.20} < 1.875 \ CV$$

9-***Vérification de l effort normal réduit :***

Section des poteaux a la base 50x50

L'effort normal max a la base = 1280.58 kN

$$\tau = \frac{1280.58 \ \square 10\hat{}3}{500^2 \square 25} = 0.20 \ < 0.3 \ CV$$

Remarque :

Les dimensions définitives sont :
-Poutre principale : 35x50 cm²
-Poutre secondaire : 30x40cm²
-Epaisseur voile : : a=15 cm.

Chapitre : 05

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en algerie 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 :
  - ✓ 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 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

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 :

Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandations du R.P.A99

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 fléchissants ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Notre calcul se fera pour quatre portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ Sens longitudinal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton :
  - (b x h) = (35 x 50) cm²
- ✓ Sens transversal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton:
  - (b x h) = (30 x 40) cm².

	Niveau	position	M (KN.m)	combinaison	A' (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	135.95	1.35G+1.5Q	0.00	5.7	6.76	6HA12
		Appui	131.51	G+Q+EY	0.00	8.00	8.01	3HA12+3HA14
	Etages	Travée	111.00	1.35G+1.5Q	0.00	7.50	7.70	5HA14
		Appui	132.48	G+Q+EY	0.00	9.10	8.01	3HA12+3HA14
Rive	Terrasse	Travée	42.92	1.35G+1.5 Q	0.00	2.30	3.39	3HA12
		Appui	96.40	G+Q+EY	0.00	5.20	5.65	5HA12
	Etages	Travée	65.19	1.35G+1.5 Q	0.00	3.50	4.62	3HA14
		Appui	133.85	G+Q+EY	0.00	7.00	7.70	5HA14

Tableau V -1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	43.64	1.35G+1.5Q	0	3.7	4.62	3HA14
	Etages	Appui	82.42	G+Q+E_X	0	7.4	7.70	5HA14
Rive	Terrasse	Appui	49.71	1.35G+1.5Q	0	4.3	3.39	3HA12
	Etages	Appui	70.83	G+Q+E_X	0	6.3	6.79	6HA12

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$

Pour f_{c28} = 25 MPa → $\overline{\sigma}_b = 15 MPa$.

✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$.

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \frac{15\,Mser\,(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.66\ MPa\ ; 202\ MPa\right] = 202\ MPa$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	39.47	G+Q	2.3	6.3	-	c.v
		Appui	-57.24	G+Q	3.40	7.80	86.4	
	Etages	Travée	41.68	G+Q	2.50	6.40	-	c.v
		Appui	-76.26	G+Q	4.6	9.2	92.5	
Rive	Terrasse	Travée	31.47	G+Q	1.90	5.40	-	c.v
		Appui	-59.24	G+Q	3.60	7.90	88.3	
	Etages	Travée	47.04	G+Q	2.80	6.90	-	c.v
		Appui	-84.59	G+Q	5.20	9.80	102.6	

Tableau V -3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs

Intermédiaire	Terrasse	Appui	-18.03	G+Q	1.4	5.8	38.7	c.v
	Etages	Appui	-21.99	G+Q	1.70	6.50	50.2	c.v
Rive	Terrasse	Appui	-21.99	G+Q	1.70	6.50	50.2	c.v
	Etages	Appui	-27.71	G+Q	2.10	7.40	61.8	c.v

Tableau V -4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

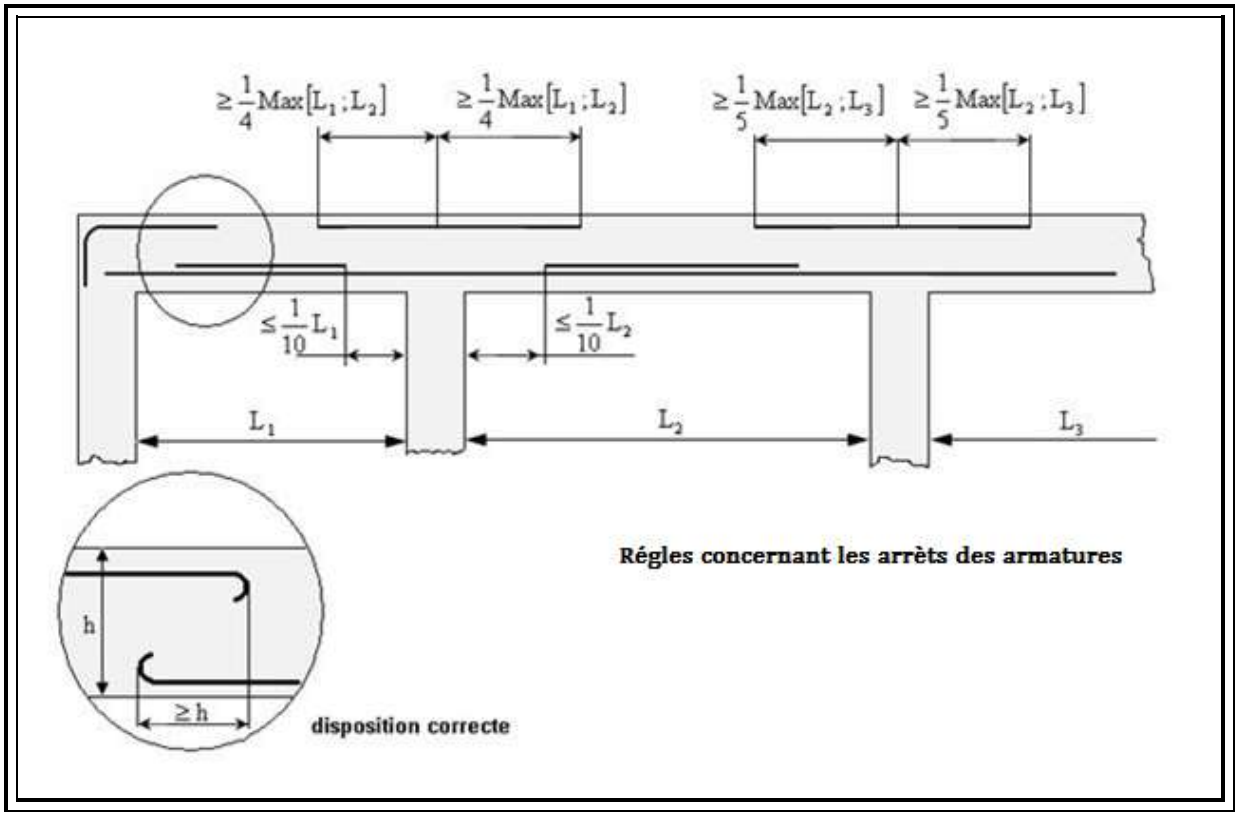


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. 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 $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	1.75	8.75	c.v
		appui	13.86			c.v
	Etages	Travée	9.24	1.75	8.75	c.v
		appui	13.86			c.v
	RDC	Travée	12.32	1.75	8.75	C.V
		appui	21.55			C.V
Rive	Terrasse	Travée	6.79	1.75	8.75	c.v
		appui	7.92			c.v
	Etages	Travée	6.79	1.75	8.75	c.v
		appui	7.92			c.v
	RDC	Travée	6.79	1.75	8.75	c.v
		appui	10.18			c.v

Tableau V -5 : vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	appui	9.05	1.2	6.00	c.v
	Etages	appui	9.05			c.v
	RDC	appui	9.05			c.v
Rive	Terrasse	appui	9.05	1.2	6.00	c.v
	Etages	appui	11.04			c.v

	RDC	appui	11.04			c.v

Tableau V -6 : vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA et RPA

V.2.5. 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

	poutres de rive	poutres intermédiaires
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

Tableau V -7 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	370.03	G+Q+EdY	0.22	4.34	c.v
	Etage	119.35	G+Q+EdY	0.07	4.34	c.v
Rive	Terrasse	77.78	1.35G+1.5Q	0.05	2.50	c.v
	Etage	106.46	1.35G+1.5Q	0.06	2.50	c.v

Tableau V -8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	35.08	G+Q+EdX	0.03	4.34	c.v
	Etage	75.65	G+Q+EdX	0.07	4.34	c.v
Rive	Terrasse	26.26	G+Q+EdX	0.02	3.26	c.v
	Etage	54.47	G+Q+EdX	0.05	3.26	c.v

Tableau V -9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

V.2.6. 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 :

✓ Selon le RPA 99:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d\,;\,40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\,adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)
35×50	0.22	40	1.95	9.6	25	2.00	10	20	2.01=4Φ8
30x40	0.07	33.3	1.05	9.6	20	1.12	7	15	2.01=4Φ8

Tableau V -10: Calcul des armatures transversales et leur espacement

V.2.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.
-

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.091	0.0625	c.v	0.091	0.08	c.v	0.0075	0.0105	c.v
PS	0.093	0.0625	c.v	0.093	0.08	c.n.v	0.0046	0.0105	c.v

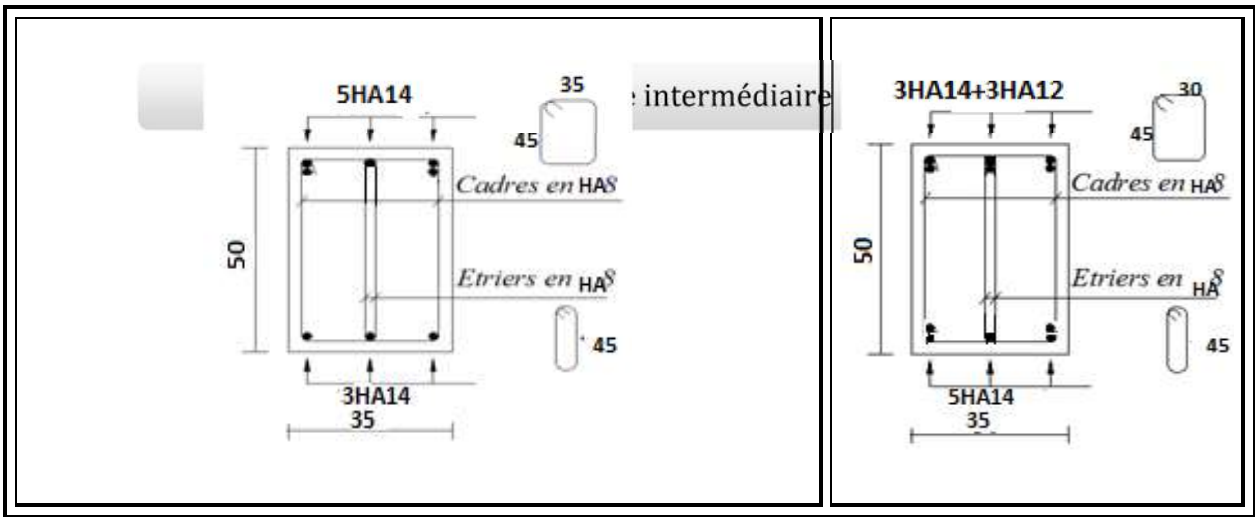
Tableau V -11: Vérification de la flèche des poutres

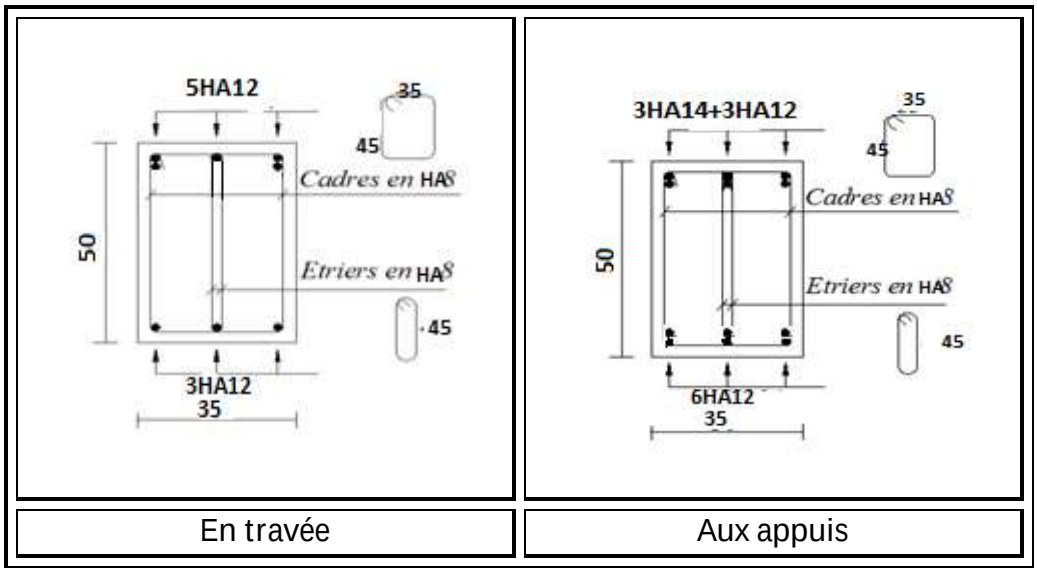
A(cm²)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	y(cm)	I0 (cm4)
3.39	11.20	0.49	134.34	0.226	15.8	6369.85
Ifi(cm4)	Ifv(cm4)	Fi(mm)	Fv(mm)	ΔF(m)	F_{adm}(mm)	$\Delta F \leq F_{adm}$
35668.01	50559.62	1.72	3.62	1.92	8.4	cv

Tableau V -12: vérifications de la flèche

La vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions prises au paravent

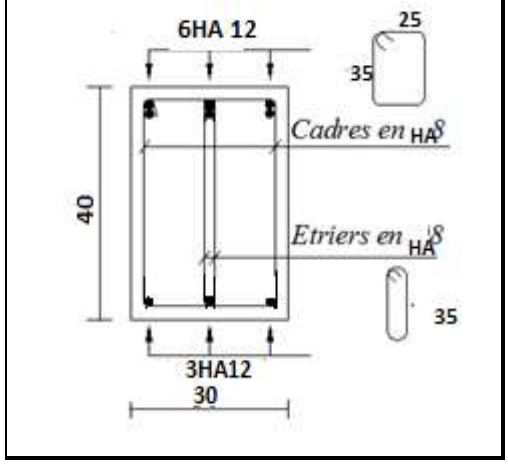
➢ **V.2.7. 1** Ferraillage des poutres principales :

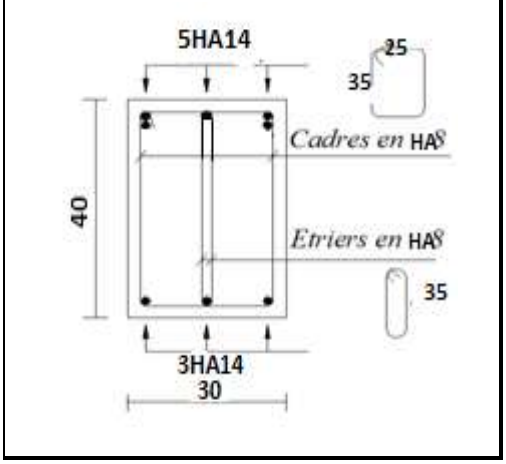




En travée	Aux appuis

En travé	Aux appuis





En travée	Aux appuis

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion déviée composée.

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales

V .3.1. 1 Recommandations des règlements

- a-Selon le CBA

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour un\ mètre de longueur de paremen \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\%\ \ B : section de béton comprime \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- b-Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]

  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

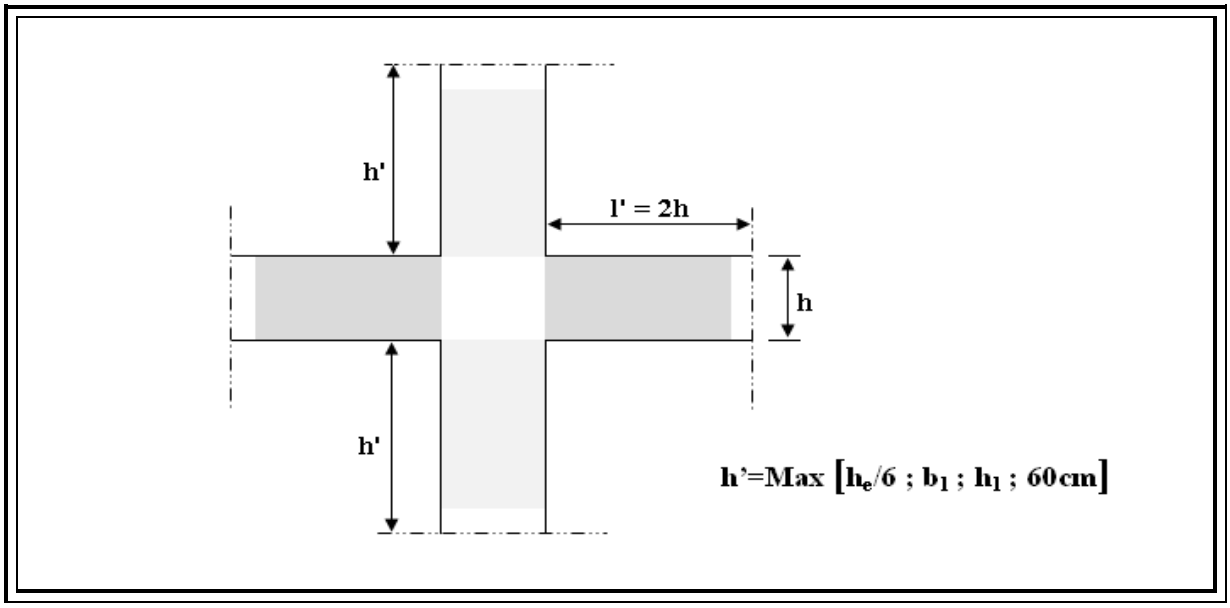


Figure V -5 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face 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.

b-1. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1er cas : (Mmax ; N_{corr}).
- 2eme cas : (Nmax ; M_{corr}).
- 3eme cas : (Nmin ; M_{corr}).

b-2. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2 + \alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\frac{l_0(cm)}{250}, 2\ cm]$$

b-3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

❖ Situation durable

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : d □ 0.9h et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	sec	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
RDC (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1575.94	-36.2	-6.24	durab	2.5	1.5	SEC	17.5	17.5	4HA20+4HA16 =20.6
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	689.02	53.86	8.87	accid	0.9	3.1	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	465.96	8.67	5.92	accid	2.5	1.5	SPC			
1 (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1497.75	-39.8	2.1	durab	2.5	1.5	SPC			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	632.44	91.94	13.75	accid	2.5	1.5	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	324.77	14.92	-1.97	accid	2.5	1.5	SPC			
2 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	457..89	10.65	14.51	durab	2.3	1.3	SPC	14.18	14.18	4HA16+4HA14 =14.20
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	3.45.31	53.87	1.99	accid	1.1	2.5	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	125.47	14.86	3.98	accid	0.4	3.2	SPC			
3 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	987..85	-27.2	-19.8	durab	2.3	1.3	SPC			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	247.42	85.06	13.46	accid	0.8	2.8	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	78.20	8.29	20.04	accid	2.9	0.7	SPC			
4 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	874.45	-6.49	-7.73	durab	2.0	1.2	SPC	11.2	11.2	8HA14 =12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	58.07	47.58	2.98	accid	0.3	2.9	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	48.36	2.13	1.25	accid	2.0	1.2	SPC			
5 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	748.45.12	-9.80	-44.1	durab	2.8	0.4	SPC			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	32.46	68.67	10.75	accid	0.9	3.3	SPC			
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	22.73	8.71	47.15	accid	2.9	0.3	SPC			

Tableau V -13 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.

b-4. 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 Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	sec	$б_b$	$б_s$	véri
RDC (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	952.21	4.92	4.07	G+Q	2.5	1.5	SPC	6.7	89.3	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	743.82	13.33	12.39	G+Q	2.5	1.5	SPC	7.1	98.8	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	84.12	9.11	-29.45	G+Q	3.7	0.3	SPC	3.3	46.9	cv
1 (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	974.51	9.72	14.23	G+Q	2.5	1.5	SPC	5.6	88.5	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	581.96	18.74	15.34	G+Q	2.5	1.5	SPC	7.6	96.2	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	71.24	8.12	-24.12	G+Q	3.7	0.3	SPC	3.8	53.7	cv
2 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	368.89	7.74	10.51	G+Q	2.3	1.3	SPC	7.0	99.6	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	68.84	11.32	33.49	G+Q	3.0	0.6	SPC	7.7	105.5	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	66.88	8.22	-21.71	G+Q	3.1	0.5	SPC	4.0	55.6	cv
3 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	426.66	12.06	-5.53	G+Q	2.3	1.3	SPC	7.9	69.5	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	250.14	14.81	13.57	G+Q	2.3	1.3	SPC	5.4	72.2	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	88.88	-0.99	-14.54	G+Q	2.3	1.3	SPC	4.5	61.2	cv
4 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	118.18	-5.23	0.27	G+Q	2.0	1.2	SPC	6.6	92.3	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	43.72	8.95	12.56	G+Q	2.0	1.0	SPC	5.4	116.3	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	25.80	8.50	8.34	G+Q	2.0	1.2	SPC	4.7	62.0	cv
5 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	137.71	3.26	-9.42	G+Q	2.0	1.2	SPC	7.2	98.7	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	109.77	14.11	12.29	G+Q	2.0	1.2	SPC	6.3	102.1	cv
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	41.21	-1.29	-4.90	G+Q	3.0	0.2	SPC	4.9	63.4	cv

Tableau V -14 :. vérification des armatures à ELS des poteaux

V.3.1.4 Détermination des armatures transversales

V.3.1.5 Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_o : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.1.6 . Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **a-** Selon le CBA93

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34 MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- b-Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 \text{ si} \lambda \geq 5\\ 0{,}04 \quad \text{si} \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

c. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Section	situation	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(50x50)	accid	97	0.4	19.00	0.075	1.875	3.26	cv
(45x45)	accid	123.11	0.64	16.00	0.075	1.875	3.26	cv
(40x40)	accid	95.34	0.62	18.00	0.075	1.875	3.26	cv
(35x35)	accid	61.80	0.54	21.20	0.075	1.875	3.26	cv
(30x30)	accid	33.96	0.39	24.90	0.075	1.875	3.26	cv

Tableau V -15 :. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

V.3.1.6 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ a-Selon le CBA93

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left|\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right|$$

➢ Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :

$$\frac{A_t \cdot f_{et}}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ b-Selon le RPA99 version 2003

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

❖ **T_u**: effort tranchant de calcul.

❖ **h_1**: hauteur de la section du poteau.

❖ **S_t**: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$

❖ Avec: ϕ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

❖ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda_g = \ell_f / a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2. Application des recommandations

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	St_{calcu} (cm)	St_{finale} (cm)	$A_{t\,cal}$ (mm²)	$A_{t\,min}$ (mm²)	choisi
(50x50)	97	5.7	2.5	zc	16	12	1.45	1.8	4Ø10
				zn	10	8	0.97	1.2	
(45x45)	123.13	4.76	3.75	zc	14	12	3.07	1.62	4Ø10
				zn	10	8	2.05	1.08	
(40x40)	95.34	5.35	2.5	zc	16	12	1.78	1.44	4Ø10
				zn	10	8	1.19	0.96	
(35x35)	61.80	6.12	2.5	zc	14	12	1.32	1.26	4Ø10
				zn	10	8	0.88	0.84	
(30x30)	33.96	7.14	2.5	zc	12	12	0.85	1.08	4Ø10
				zn	10	8	0.57	0.72	

Tableau V -16 :. les armatures transversales et leurs espacements

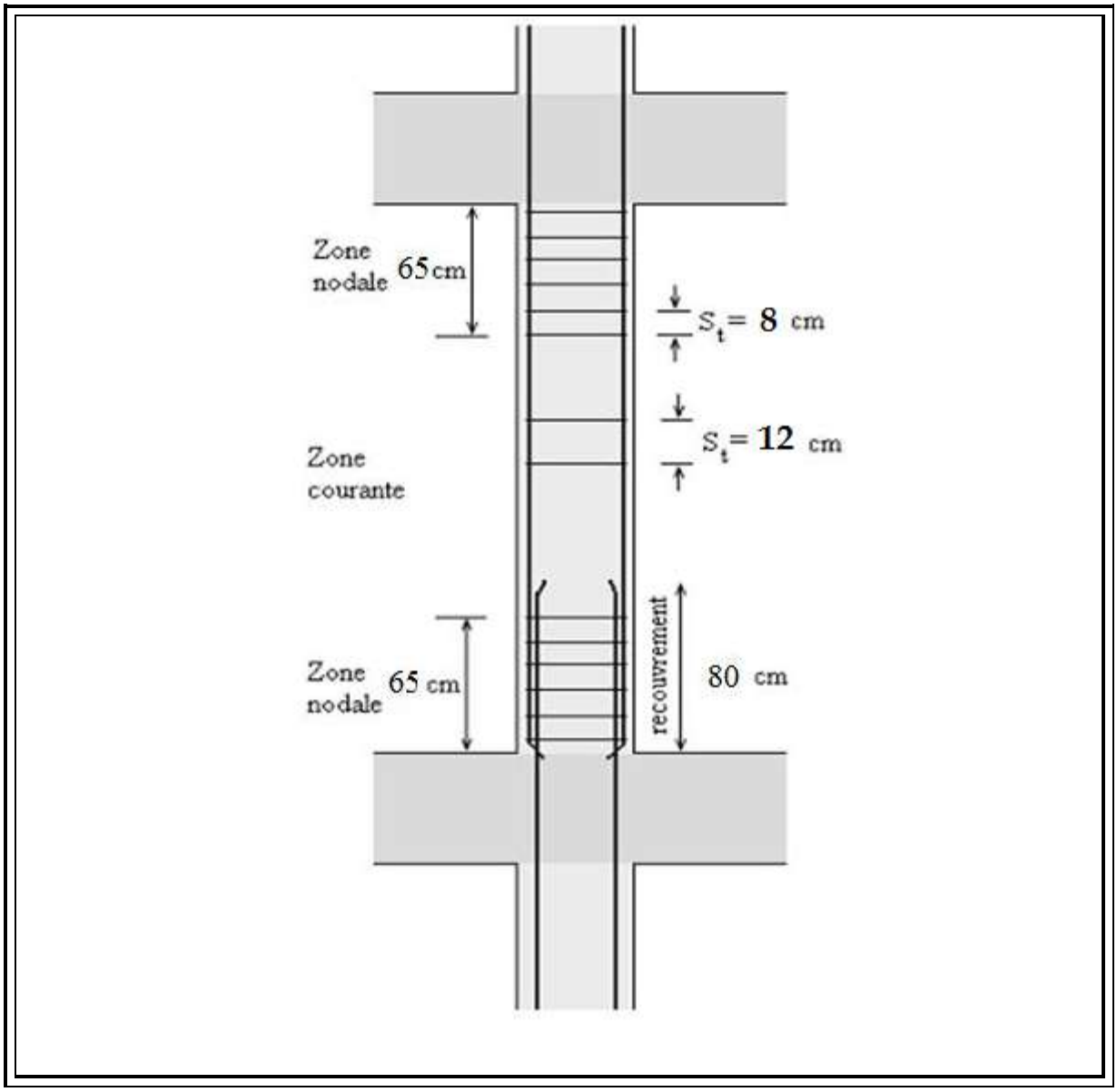


Figure V -6 : Disposition des armatures dans les poteaux

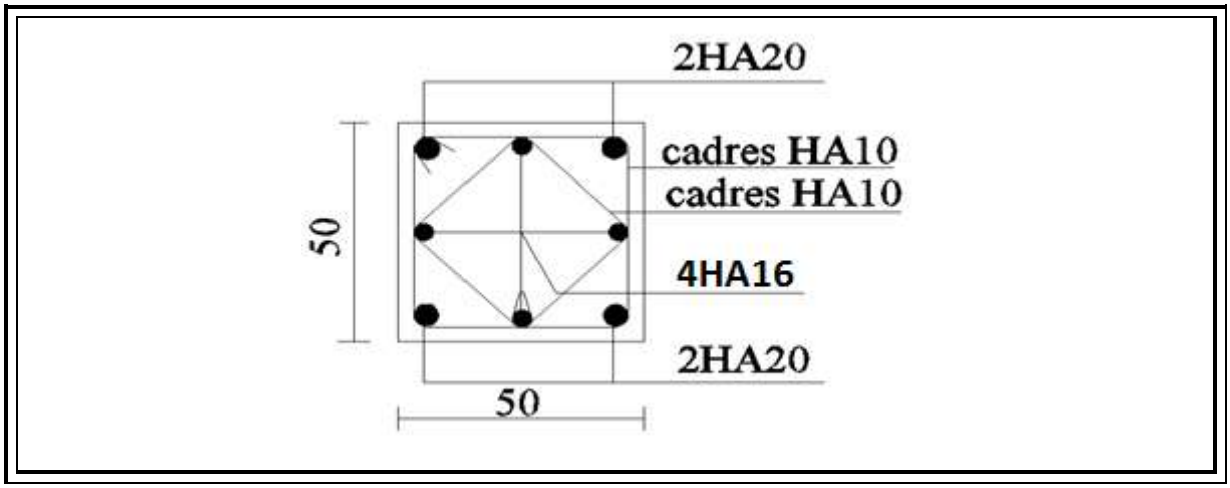


Figure V -7 : Ferraillage des poteaux (50×50)

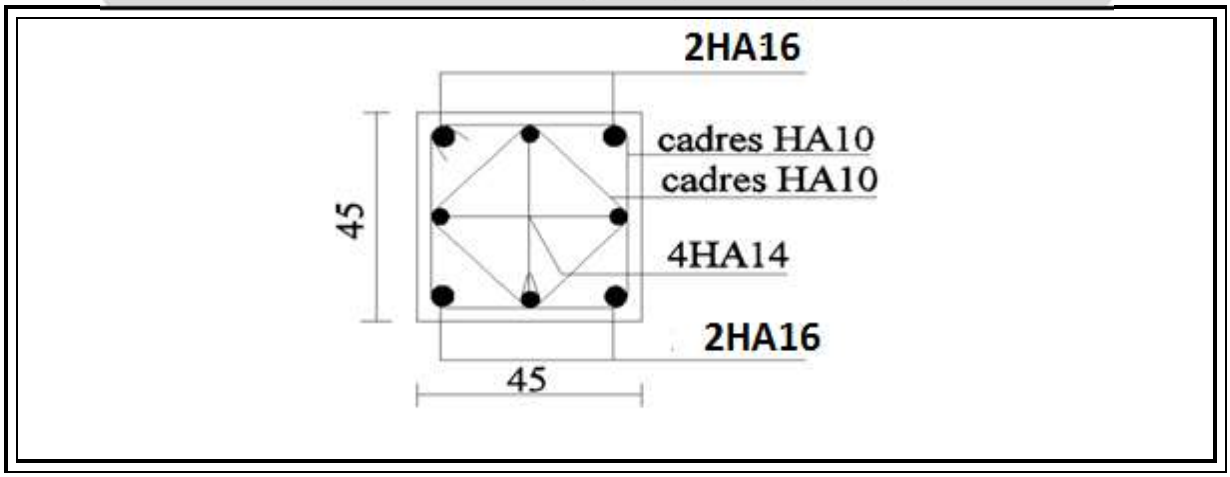


Figure V -8: Ferraillage des poteaux (45×45)

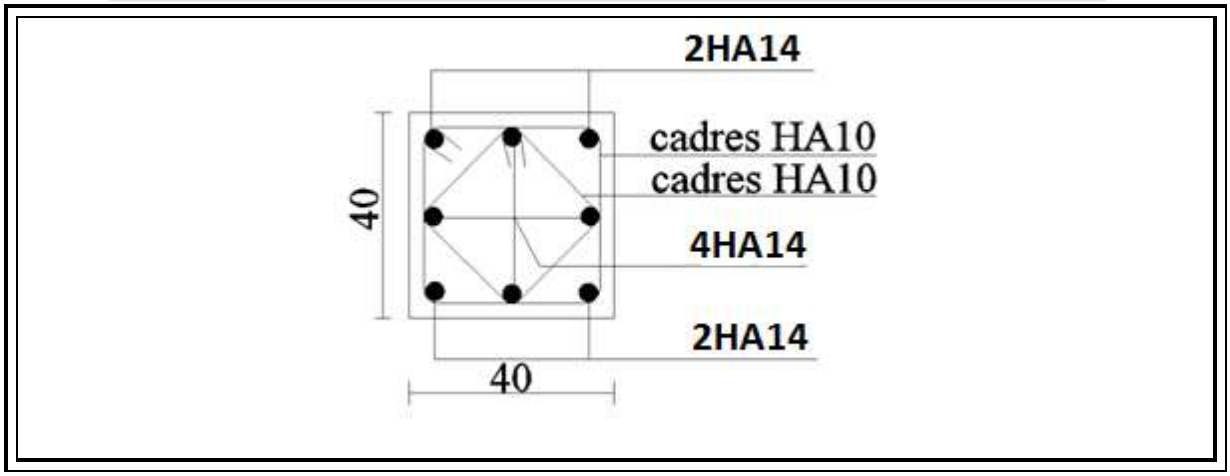


Figure V -9 : Ferraillage des poteaux (40×40)

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. 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 fléchissants.

V.4.2Voiles avec files d'ouvertures

V.4.2.1. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin 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.4.2.1 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).

a-. Méthode de calcul [6]

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 le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (la longueur tendue)}$$

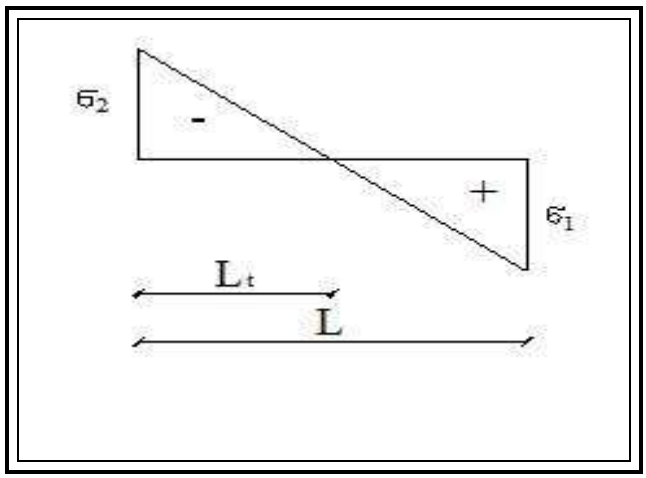


Figure V -10 : Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone
c. courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

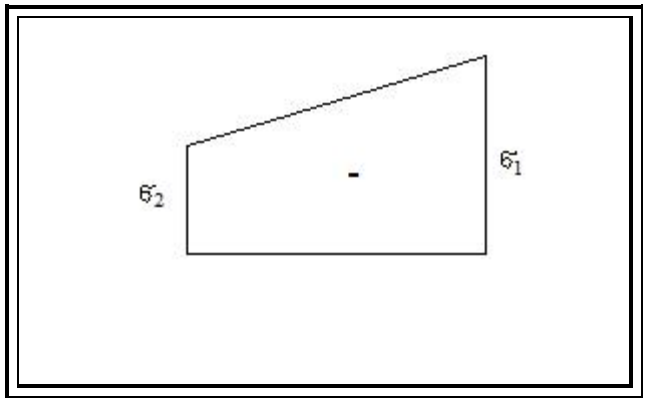


Figure V -11 : Diagramme des contraintes (SET)

d. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

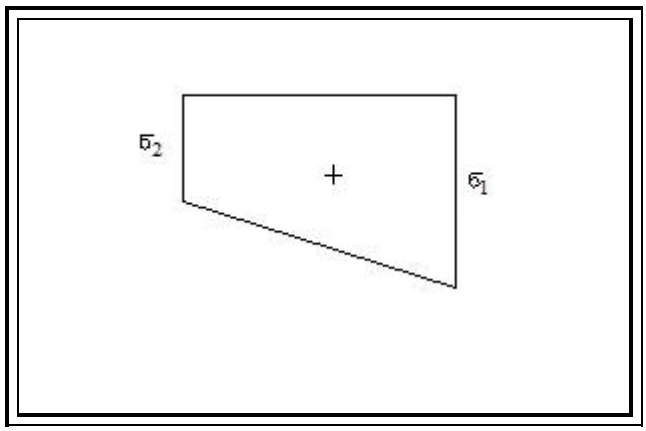


Figure V -12 : Diagramme des contraintes (SEC)

b-. Recommandations réglementaires

b-1 Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ Selon le CBA 93:

- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ b-1.1Selon le RPA 99(V2003)

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

b-2.2. 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 ".

❖ b-2.2.1Selon le CBA 93

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0.9d\ ; 40cm\ \right]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ b-2.2.2Selon le RPA 99 V(2003)

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

c-1 Recommandations pour les voiles et les trumeaux

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû 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.

$$S_v \leq \text{Min}[1.5a; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \frac{L}{10} \end{cases}$$

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.

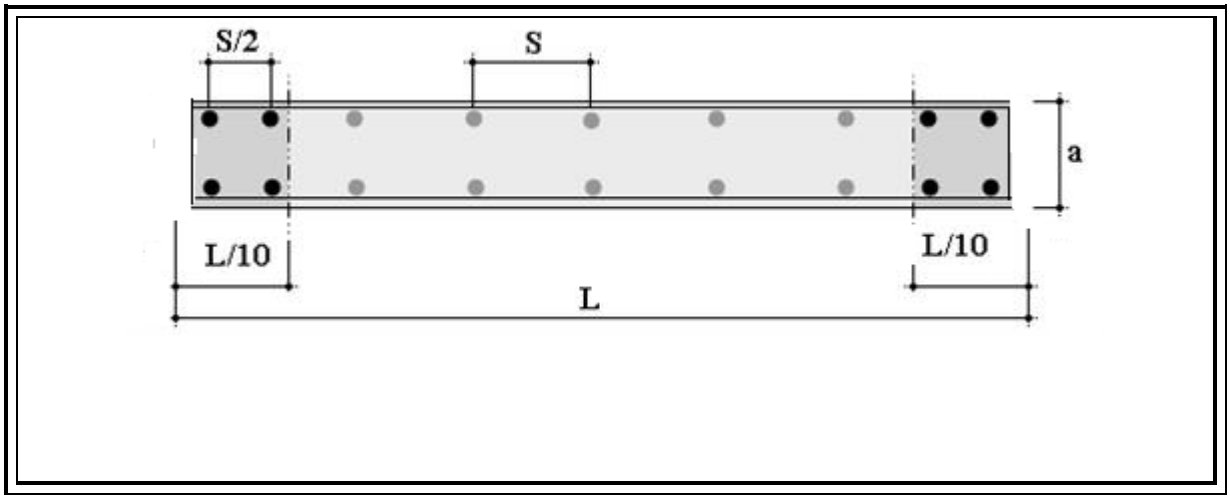


Figure V 13: disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.4.3. les voiles pleines

a.les armateur verticale

- Détermination des armatures de résistance

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

	niveau	voile	S	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	RDC	V_1	15x320	1168.34	2588.49	acc	S.P.C	13.4	9.6	2.4	20	2X(17HA12)
y	RDC	V_1	15x350	1389.35	179.65	acc	S.P.C	14.2	10.5	2.63	20	2X(17HA12)
	1	V_2	15x325	1559.94	502.91	acc	s.p.c	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)
		V_1	15x350	1157.05	74.15	acc	S.E.C	14.6	10.5	2.63	20	2X(17HA12)
		V_2	15x325	1221.00	143.82	acc	S.E.C	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)
	2	V_1	15x350	923.76	95.85	acc	S.E.C	14.6	10.5	2.63	20	2X(17HA12)
		V_2	15x325	919.93	192.72	acc	S.E.C	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)
	3	V_1	15x350	479.48	23.27	acc	S.E.C	14.6	10.5	2.63	20	2X(17HA12)
		V_2	15x325	695.36	508.34	acc	S.E.C	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)
	4	V_1	15x350	486.35	163.17	acc	S.E.C	14.6	10.5	2.63	20	2X(17HA12)
		V_2	15x325	427.35	199.80	acc	S.E.C	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)
	5	V_1	15x350	243.52	97.52	acc	S.E.C	14.6	10.5	2.63	20	2X(17HA12
		V_2	15x325	207.72	9.60	acc	S.E.C	13.6	9.75	2.44	20	2X(16HA12)

Tableau V -17 : calcul des armateurs verticaux

- b-Vérification à E.L.S

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
(x)	RDC	V_1	15x320	959.01	74.02	G+Q	23.09	2.1	31.1	cv
y	RDC	V_1	15x350	1174.67	324.60	G+Q	19.23	2.9	43.6	cv
		V_2	15x325	1296.09	278.71	G+Q	18.10	3.3	49.3	cv
	1	V_1	15x350	972.86	335.98	G+Q	19.23	2.6	38.7	cv
		V_2	15x325	1081.02	136.03	G+Q	18.10	2.5	36.8	cv
	2	V_1	15x350	777.96	402.09	G+Q	19.23	2.4	36.1	cv
		V_2	15x325	847.86	155.25	G+Q	18.10	2.1	31.1	cv
	3	V_1	15x350	639.10	51.78	G+Q	19.23	1.3	18.9	cv
		V_2	15x325	624.00	56.33	G+Q	18.10	1.4	20.3	cv
	4	V_1	15x350	416.79	126.64	G+Q	19.23	1.1	15.90	cv
		V_2	15x325	359.87	174.05	G+Q	18.10	1.2	18.0	cv
	5	V_1	15x350	212.85	82.12	G+Q	19.23	0.6	8.8	cv
		V_2	15x325	189.52	99.69	G+Q	18.10	0.7	9.9	cv

Tableau V -18 : vérification des armatures a ELS des voiles

c-1

Calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
(x)	rdc	V_1	15	290	810.19	2.90	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	RDC	V_1	15	290	143.19	0.51	5	cv	8	15	8.70	20HA10
		V_2	15	290	86.02	0.31	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	1	V_1	15	290	124.86	0.46	5	cv	8	15	8.70	20HA10
		V_2	15	290	132.29	0.47	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	2	V_1	15	290	99.51	0.36	5	cv	8	15	8.70	20HA10
		V_2	15	290	97.28	0.35	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	3	V_1	15	290	107.64	0.38	5	cv	8	15	8.70	20HA10
		V_2	15	290	65.28	0.23	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	4	V_1	15	290	79.19	0.28	5	cv	8	15	8.70	20HA10
		V_2	15	290	10.46	0.04	5	cv	8	15	8.70	20HA10
	5	V_1	15	290	98.52	0.35	5	cv	8	15	10.50	20HA10
		V_2	15	290	1.46	0.01	5	cv	8	15	8.70	20HA10

Tableau V -19 : calcul des armateurs horizontaux

c-2Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Tableau V -20 : diamètre des armateurs transversaux

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 m² au moins.

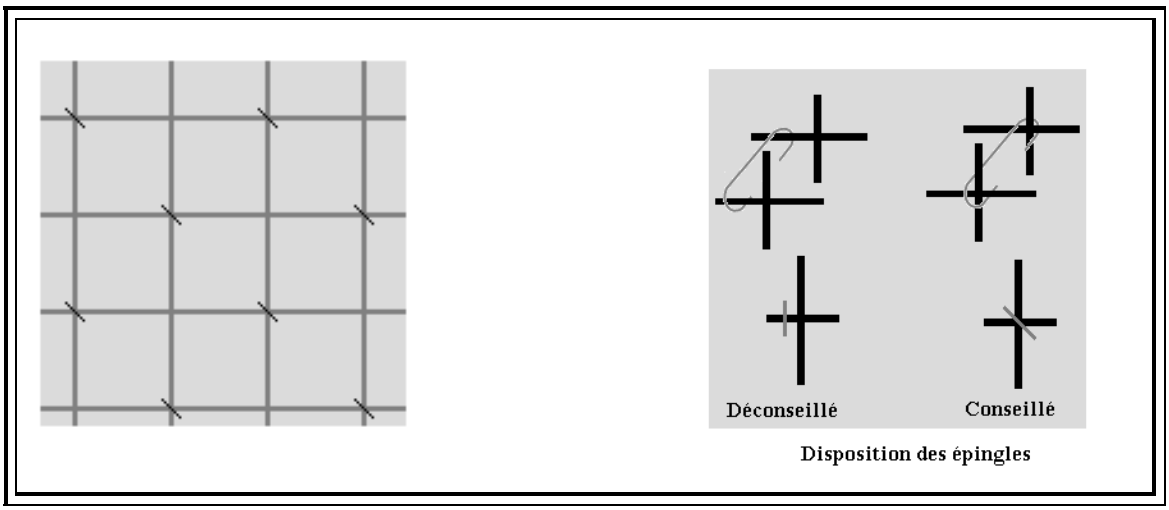


Figure V -14 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.4.4.4les voile avec ouverture

a.les trumeaux

- a-1.Las armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	RDC	V_2	15x45	99.71	23.05	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
	1	V_2	15x45	141.34	23.04	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
	2	V_2	15x45	141.34	23.04	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
	3	V_2	15x45	141.34	23.04	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
	4	V_2	15x45	141.34	23.04	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
	5	V_1	15x100	156.78	31.25	acc	S.P.C	2.88	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52
		V_2	15x45	141.34	23.04	acc	S.P.C	2.40	1.35	0.38	10	2x(4HA12)=4.52

Tableau V -21 : calcul des armateurs verticaux

- a-2Las armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
x	RDC	V_2	15	290	30.85	0.20	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
	1	V_2	15	290	54.61	0.11	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
	2	V_2	15	290	54.61	0.11	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
	3	V_2	15	290	54.61	0.11	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
	4	V_2	15	290	54.61	0.11	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
	5	V_1	15	290	35.77	0.8	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71
		V_2	15	290	54.61	0.11	5	cv	8	15	8.70	20HA10=15.71

Tableau V -22 : calcul des armateurs horizontaux

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.

➢ b-1.Recommandations réglementaires

❖ b-1.1Selon le CBA 93

Même conditions que pour les poutres.

✓ b-1.2Selon le CBA 93

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 \cdot d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: 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

1. b-3. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d' \quad [3]$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- b-4.Aciers transversaux:

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

b-4.1. linteau long ($\lambda > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ [3]

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b-4.2. linteau court ($\lambda < 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min(V_1, V_2) \; ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

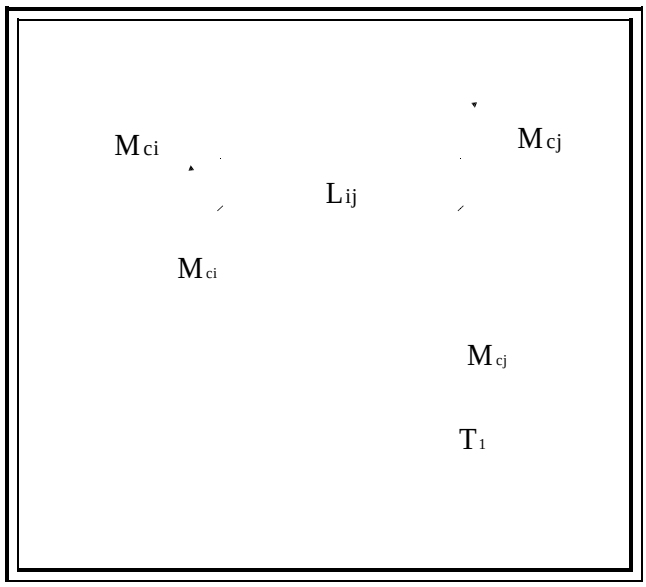


Figure V -15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

c- Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à 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:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad [3]$$

$V = V_u$ (sans majoration)

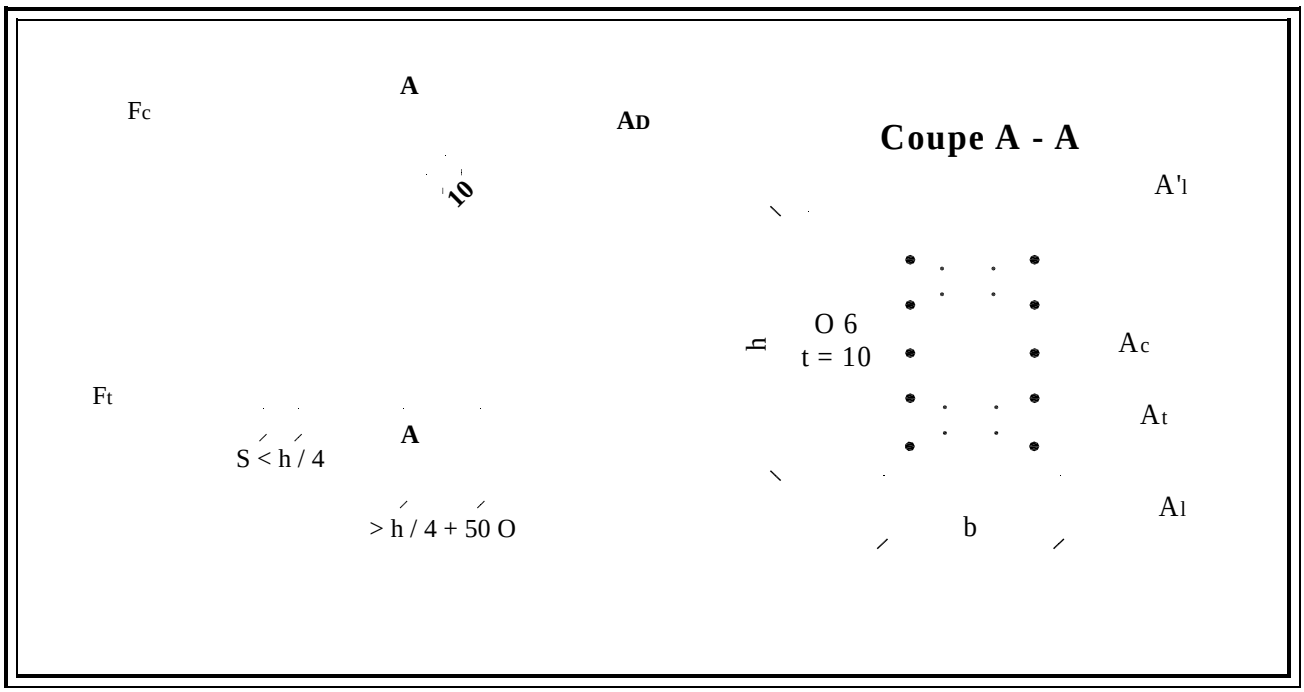


Figure V -16 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- c-1.Ferraillage minimal

❖ c-2.Selon le RPA 9

on a:

➢ $A \geq 0.15\% b.h$

➢ $A_c \geq 0.2\%\ b.h$

➢ $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ A_D = 0.15\ \%\ b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$

➢ $\begin{cases} A_t \geq 0.15\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$

➢ C-3.Calcule de ferraillage

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

- C-4.Les armateurs longitudinaux

nivea	S (cm²)	M(KN. m)	V_U	τ	τ_b ≤ 1.5	A_{cal}			A_{min}^{RPA}	$A_{adoptie}$		
						A_D	A_l	A_c		A_D	A_l	A_c
étages	15x120	21.28	77.83	0.6	oui	0.87	1.8	2.4	2.61	2HA10 =1.57	3HA10 =2.36	4HA10 =3.1

Tableau V -23 : Calcul de l'armature longitudinale

- C-5.Les armateurs transversaux

niveau	S	λg	$\lambda g > 1$	T (KN)	S (cm^2)	$A_{t\,cal}$	A_{min}^{RPA}	A_{choi}
Etages	15x180	2.09	Oui	154.47	18x116	0.97	2.61	9HA10

Chapitre : 06

Etude de l’infrastructure

VI-1- INTRODUCTION

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

☒ Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : $W = 14.08\ \%$
- Limite de liquidité $W_L = 47\ \%$
- Limite de plasticité $W_p = 20\ \%$
- Indice de plasticité : $I_p = 26\ \%$
- Pression de consolidation : $\sigma_c = 2.20$ bars
- Coefficient de compressibilité: $C_c = 0.160$
- Coefficient de gonflement : $C_s = 0.010$

- Angle de frottement interne : $\varphi = 33°$
- Cohésion : $C_u = \sigma_c (0.11+0.37\ I_p) \Rightarrow C_u = 0.45$bars
- Poids volumique total humide: $\gamma = 19.10\ kN/m^3$
- La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur

$$R_{pmin} = 30 \text{ bars}$$

- Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$Q_{adm} = \frac{Rp\,min}{25} = \frac{30}{25} = 1.2 bars$$

- La contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 1.68$ bars

VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ S_3: Semelles filantes sous deux poteaux.
- ✓ S_4: Semelles filantes sous deux poteaux et voiles.

VI-4- CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque: Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

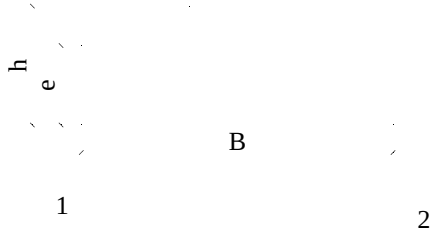
VI-4-1- Semelle isolée sous poteau carré " S_1 ":

VI-4-1-1- Prédimensionnement:

$N_{ser} = 1050$ kN

$M_{ser} = 12.75$ kN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 12.13\,mm$$



Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6e_0 = 7.2 \ cm$$

Figure 6-1 : Schéma équivalent d'une semelle

Vu que $6e_0$ est très faible, la répartition est forcement trapézoïdale.

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

A.N: $200B^3 - 1050B - 38.77 \geq 0 \Rightarrow B = 0.96m$, Donc, on prend : B = 1.00m.

Même étape pour les autres sections

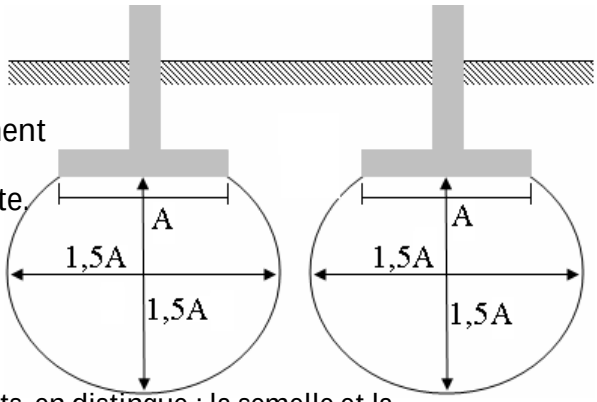
	Poteaux	Ni (KN)	B=A (m)	L (m)	1,5/2*B (m)	L>1,5*B (m)
X	S1	2036.34	1	4.3	0.75	c.n.v
	S2	2449.72	1	4.3	0.75	c.n.v
	S3	4442.94	1	4.3	0.75	c.n.v
	S4	3837.36	1	4.3	0.75	c.n.v
Y	SF-a	2255.02	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-b	2255.02	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-c	1821.79	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-d	1982.94	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-e	1606.33	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-f	1606.35	1	5.5	0.75	c.n.v
	SF-g	1979.23	1	5.5	0.75	c.n.v

	SF-h	1964.69	1	5.5	0.75	c.n.v

Tableau 6-1 : vérification du chevauchement de la semelle filante

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filante.



6.5.2- Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

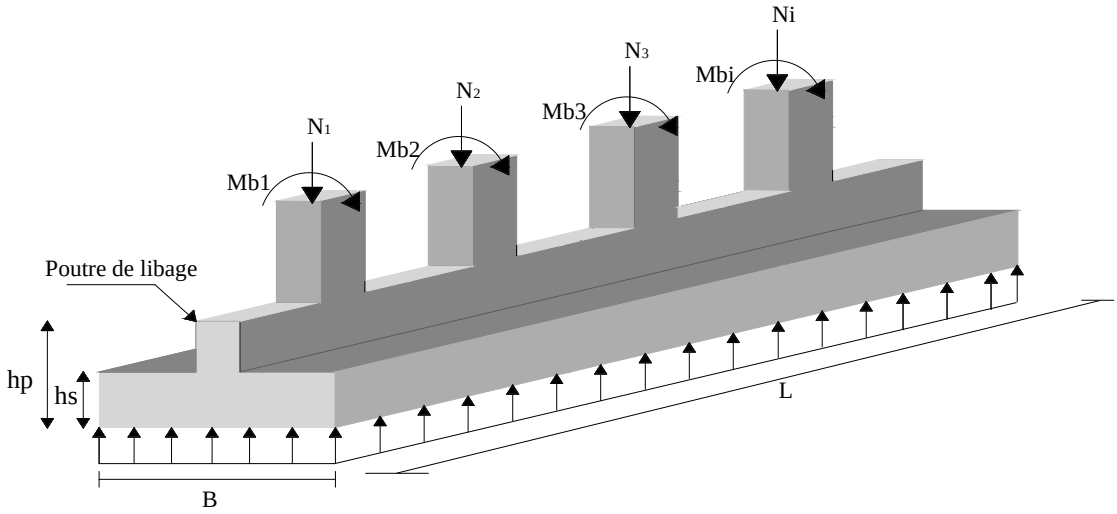


Figure 6-2 : Semelle filante sous poteaux

- Dimensionnement :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec:

$N = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux à L'ELS) ;

S = B x L ;

B: Largeur de la semelle ;

L: Longueur de la file considérée ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{Nser}{L\,\bar{\sigma}_{sol}}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filante croisée

		ΣNi (KN)	L (m)	B cal (m)	2*B (m)
X	SF-1	2036.34	23.2	1	2
	SF-2	2449.72	23.2	1	2
	SF-3	4442.94	23.2	1	2
	SF-4	3837.36	23.2	1	2
Y	SF-a	2255.02	13.13	1	2
	SF-b	1821.79	13.13	1	2
	SF-c	1982.94	13.13	1	2
	SF-d	1606.33	13.13	1	2
	SF-e	1606.35	13.13	1	2
	SF-f	1979.23	13.13	1	2
	SF-g	1964.69	13.13	1	2
	SF-h	2252.47	13.13	1	2

Tableau 6-2: Section nécessaire de semelle filante croisée

VII.5.2.1-Ferraillage des semelles filantes croisées :

Exemple de calcul (SF-c) du bâtiment

❖ Dimensionnement :

$$\frac{\sum Ni}{B.L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{\sum Ni}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

B : La largeur de la semelle.

L : La longueur totale de la semelle

$h_s \geq \frac{B-b}{4}$ hs : La hauteur de la semelle.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164,19 MPa).

L : La plus grande travée dans la fille (l = 4.3m)

K : Coefficient de réduction du sol (K = 40 KN/m³).

I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}75 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm} \quad \text{pour les deux blocs A et B}$$

B(m)	L(m)	h_P (m)	I	(P/2)*L_e	L ≤ (π/2)* L_e
1	4.3	0.9	0.061	12.36	oui

❖ Ferraillage transversale

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale.

Sous l'effet de N on calcul le ferraillage.

$$A_b = \frac{Ni.(B-b)}{8\bar{\sigma}_s.d_b}$$

Les résultats de ferraillage est résumé dans les tableaux suivants

		Ni (ELU) (KN)	A (m)	B (m)	hs adopte (m)	A_b (cm²)	A_b adopté (cm²)
	SF-c	7269.51	23.2	1	0.13	11.15	12HA12 = 13.57

Tableau 6-3: Ferraillage transversale

❖ Ferraillage longitudinale

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m²) qui est calculé par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum Ni}{B.L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum Ni$: la somme des efforts normales.

L : La longueur totale de la semelle.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m²).

Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

		Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	B (m)	L (m)	qu (kn / ml)	qser (kn / m²)
	SF-c	4442.94	7269.51	1	23.2	225.76	191.51

			Mu (KN /m)	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
	SF-c	En travées	173.93	0	9.00	4HA20=12.57
		En appuis	347.86	0	18.9	4HA20+4HA16=20.61

Tableau 6-4 : Détermination des valeurs de q des semelles filant du

VII.5.2.2-Vérification des contraints à l'ELS

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\bar{\sigma}_b = 15\ MPa$

Pour l'acier: $\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\rho.f_{t28}}\right] = 202\ MPa$ fissuration préjudiciable

			Mser (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
	SF1	En travées	147.54	7.0	0,219	8.2	198.56
		En appuis	295.08	14.4	0,064	12.5	201.12

Tableau 6-6 : Vérification des contraints

Toutes les vérifications sont vérifies, donc on garde la section d'acier de l'ELU

- Vérification de l'effort de tranchant

		Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	(MPa)	Vésication
BLOC	SF1	50x60	470.,93	0,157	0,367	C .V

Tableau 6-7 : Vérification de l'effort de tranchant

7-7-1 Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre

Les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

7-7-2 Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_2. RPA99 version 2003►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Les sections choisies sont : les longrines longitudinales : 30 cm x 30cm

les longrines transversales : 30 cm x 30 cm

7-7-3 Sollicitation :

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$ 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

site	zone I	zone II	zone III
S_2	-	15	12

$$N_u^{max} = 1860.17\ kN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1860.17}{15} = 124.01\,\text{kN} \geq 20\,\text{kN}$$

7-7-4 Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

ELU :

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{124.01.10^3}{348} = 356.32\ mm^2 = 3.56 cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 4\ HA12 = 4.52 cm^2$$

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$\mathrm{B} \leq \frac{\mathrm{A.f_e}}{\mathrm{f_{tj}}}$$

pour les longrines longitudinales :

$$B = b.h = 30.30 = 900\,cm^2 \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{678.400}{2{,}1} = 86095{,}24\,\text{mm}^2 = 860.95\,cm^2$$

pour les longrines transversales :

$$B = b.h = 30.30 = 900\,cm^2 \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{678.400}{2{,}1} = 86095.24\,\text{mm}^2 = 860.95\,cm^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée pour les deux sections.

ELS :

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{1079.23.10^3}{12.452} = 198.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202 \ MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

L'état limite de service est satisfait.

le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : $A_{min} = \frac{0,6b.h}{100}$

$A_{min} = \frac{0,6.30.30}{100} = 5.4\, cm^2$ Pour les poutres longitudinales.

$A_{min} = \frac{0,6.30.30}{100} = 5,4\, cm^2$ pour les poutres transversales.

$A_{choisi} \equiv 6\, HA\, 12 = 6,78\, cm^2$ Pour les poutres longitudinales.

$A_{choisi} \equiv 6\, HA\, 12 = 6,78\, cm^2$ Pour les poutres transversales.

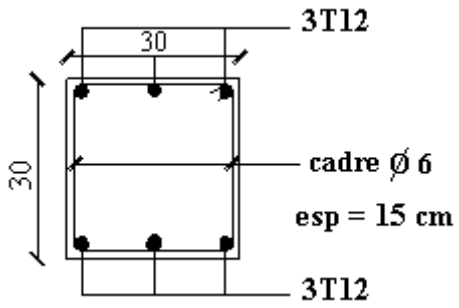


figure.6-3- Ferraillage de la longrine

7-7-5 Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leurs espacement est définie par RPA qui est inférieur au min(20 cm ; 15Φ_l).

On adopte un diamètre $\phi 8$, avec espacement $S_t \leq \min(20\,\text{cm};15.1{,}4) = 20\text{cm}$

on choisit S_t = 15 cm.



Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

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 notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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.

Sommaire

Chapitre I :introduction

I.1.Introduction ……1

I.2.Destination ……1

I.2.1. Situation :……1

I.2.2. Description de l'ouvrage :……1

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :…… 1

I.3.1. Dimensions …… 2

I.3.2. Système de contreventement …… 2

I.3.3.Planchers :…… 2

I.3.4.Maçonnerie :…… . 2

I.3.5.L'acrotère…… 2

I.3.6.Escalier …… 7

I.3.7.La toiture:……7

I.4.Caractéristique mécaniques des matériaux ……7

I.4.1. Béton……7

I.4.1.1.caractéristique du Béton…… 7

a.ciment…… 7

b.Granulats……7

c.Eau de gâchage……7

d.Dosage du béton ……7

I.4.2. Béton armé……8

I.4.2.1. Résistance du béton ……8

I.4.2.2.Résistance caractéristique à la compression……8

I.4.2.3.Résistance caractéristique à la traction ……9

I.4.2.4.Coefficient de POISSON (υ) …… 9

I.4.2.5. Module de déformation longitudinale……10

I.4.2.6.Types d'acier ……10

I.4.2.7.Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……11

I.5.Principe de calcul du CBA 93 ……11

I.5.1.1.Contrainte du béton en compression ……11

I.5.1.2.Contrainte ultime de cisaillement ……12

I.5.1.3.Contrainte limite de l'acier……13

I.5.2.1.E.L.S de compression de béton ……13

I.5.2.2.E.L.S de contrainte limite de l'acier……13

I.5.3.Contrainte limite de l'acier ……14

Chapitre II : prédimensionement

II.1 Introduction ……15

II .2.. Prédimensionnement des planchers ……15

I .2.1. Plancher à corps creux ……15

II.2.2 Les dalles pleines ……16

II .2.2.1Critère de résistance :[1]……16

II .2.2.2Sécurité contre l'incendie ……16

II .2.2.3condition d'isolation acoustique……16

a-Conclusion ……16

II .2.2.4Condition de la flèche ……17

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……17

II.3.1. Maçonnerie ……17

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison**) ……**17

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) ……17

II.3.2. Plancher terrasse ……17

II.3.2.1. Charges permanentes ……18

II.3.2.2. Charges d'exploitation ……18

II.3.3. Plancher courant ……18

II.3.3.1. Charges permanentes ……19

II.3.3.2. charges d'exploitation ……19

II.3.4. Dalle pleine ……19

II.3.4.1. Terrasse ……20

II.3.4.2. Etage ……20

II.4. Prédimensionnement des poutres……21

II.5. Prédimensionnement des poteaux ……23

II.5.1.. Choix du poteau le plus sollicité ……23

II.5.2. Dimensions des poteaux ……23

II.5.3 Calcul de la longueur de flambement L_f ……24

II.5.4 Calcul de l'effort *Nu* ……24

II.5.5. Détermination des charges et surcharges……26

II.5.6. Descente des charges ……26

II.5.6.a Charges Permanente……27

II.5.6.b Charges d'exploitation ……27

II.5.7.Vérification selon le RPA99v2003……28

II.5.8.Vérification aux zones nodales ……29

II.6. Prédimensionnement des voiles ……30

III.1. Calcul de l'acrotère ……32

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations ……32

III.1.2. Calcul des efforts ……32

III.1.3. Calcul du ferraillage ……33

III.1.3.1. À E L U ……..33
a-Calcul de l'excentricité……33
b-Calcul du moment de flexion ……..33
c-Calcul des armatures verticales……..34
d-Condition de non fragilité……34
e-Armatures de répartition……34
f-Espacement……34
III.1.3.2. Vérification à l'E.L.S……34
a-Calcul de l'excentricité……35
b-Application numérique ……36
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……..37
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……37
III.2. Plancher à corps creux ……38
III.2.1. La dalle de compression ……38
III.2.2. Les poutrelles ……..39
III.2.2.1.avant coulage ……39
III.2.2.2. Après coulage ……40
a-bloc……41
a-1. Méthode de calcul ……42
a.2. Sollicitations de calcul ……43
III.2.2.3. Récapitulations ……48
III.2.2.4Calcul du ferraillage ……49
a-Armatures longitudinales ……49
b-Armatures transversales ……52
c-Diamètre des armature transversales ϕ_t ……53
d- Vérification au cisaillement ……53

e- Vérifications préliminaires de la flèche……53

f-. Évaluation détaillée de la flèche ……..54

Chapitre III:calcul des élement secondaire

III.3. les escaliers ……55

III.3.1. Introduction ……55

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ……55

III.3.3. Escalier à deux volées ……56

III.3.3.1.Prédimensionnement ……56

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges ……57

a- Charges permanentes ……57

b-. Charge d'exploitation ……58

c- Détermination des efforts ……58

III.3.3.3. A l'E.L.U ……58

III.3.3.3.4 A l'E.L.S ……59

III.3.3.5 Ferraillage des escaliers ……59

a-. Condition de non fragilité……60

b-. Les armatures de répartition……60

c-. Vérification de l'espacement……60

d-. Vérification de l'effort tranchant……60

e-. Vérification à l'E.L.S ……61

f-. Vérification de la flèche……61

III.3.4.Calcul de la poutre palière ……63

III.3.4.1.Pré dimensionnement……63

III.3.4.2 Evaluation des charges ……64

III.3.4.3Calcul des efforts……67

III.3.4.4. Ferraillage de la poutre palière……68

a- Condition de non fragilité……68

b-. Vérification de l'effort tranchant……..69
c- Vérification de compression dans la bielle de béton……69
d-. Vérification au voisinage de l'appui……..69
e- Armatures transversales……..69
e-1 Vérification du R.P.A 99……..69
f- Vérification à l'E.L.S……69
g-. Vérifications préliminaires de la flèche……69
III.4.CALCUL DES DALLES PLEINES……70
III.4.1. Définition……70
III.4.2. Méthode de calcul……..71
III.4.2.1. Principe de calcul……71
a-travail externe ……72
b-Travail interne ……73
III.4.3. Position des lignes de rupture……72
III..4.3.1. Hypothèses (ligne de rupture) ……72
III.4.3.2. Principe de calcul……72
III.4.3.3 Résultats ……74
III.4.3. 4. Calcul de ferraillage ……75
III.4.3.5 Condition de non fragilité……76
III.4.3.6 Condition d'espacement……76
III.4.3.7. Vérification de l'effort tranchant……77
III.4.4. Vérification à l'E.L.S ……77
III.4.5. Vérification de la flèche……78
Chapitre IV:calcul dynamique
IV.1. Introduction……80
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……80
IV.2.1. Centre de masse ……80
IV.2.2. Centre de torsion ……81

IV.2.3. Excentricité ……..86

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) ……..……86

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle……..……87

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle……..……88

IV. 3. Choix de la méthode de calcul ……..88

IV. 3 .1. Introduction ……..……..88

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale ……..……89

IV.3.2.1. Principe ……..……89

IV.3.2.2. Modélisation ……..……89

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……..……89

a.Coefficient d'accélération ……..……89

b. facteur de correction d'amortissement η……..88

c. coefficient de comportement R ……..……90

d. facteur de qualité Q……..90

e. périodes caractéristiques……..……91

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……..……92

IV.4.1. Vérification de comportement……..……94

IV. 4.2. Vérification de participation massique……..95

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..96

IV. 4.3. 1. Calcul de la force sismique totale [RPA99

version 2003 Art 4.2.3] …… ……..103

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement……..104

IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur….104

IV. 4.4.2. Moment de renversement……..……105

IV. 4.4. 3.Moment stabilisant ……..……..106

IV. 4.5. Vérification des déplacements ……..……106

IV. 4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……107

Chapitre V :calcul de ferraillage

V.1. Introduction ……111

V.2. Ferraillage des poutres ……111

VI.2.1. Introduction……111

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 ……112

V.2.2.1. Armatures longitudinales ……112

V.2.2.2. Armatures transversales ……112

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……113

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……116
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchant……117

V.2.6. Calcul des armatures transversale……118

V.2.7. Vérification de la flèche……119
V.2.7. 1 Ferraillage des poutres principales ……121

V.3. Ferraillage des poteaux……122

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales ……122

V .3.1. 1 Recommandations des règlements ……122

a- Selon le CBA……122

b-Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]……123

b-1. Sollicitations extrêmes de ferraillage ……123

b-2. Etat limite de stabilité de forme ……124

b-3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……124

b-4. Vérification des contraintes à l'ELS ……125

V.3.1.4 Détermination des armatures transversales ……127

V.3.1.5 Calcul de la contrainte de cisaillement τu ……..127

V.3.1.6 Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$……..127

a-Selon le CBA93 ……127

b-Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2]…….127

c- Vérifications des contraintes tangentielles ……..128

V.3.1.6 Calcul des armatures transversales ……..128

a-.Selon le CBA93……128

b-.Selon le RPA99 version 2003 ……..129

V.3.2. Application des recommandation……130

V.4 Ferraillage des voiles ……133

V.4.1.Les voiles pleins……..133

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures……133

V.4.2.1. Les trumeaux……133

V.4.2.2. Les linteaux……133

a-. Méthode de calcul V.2.3.3.1……133

a-1 Recommandations réglementaires……135

a-2- Armatures verticales ……135

a-2.2.Selon le CBA 93……135

a-2.3.Selon le RPA 99(V2003)……136

b- Armatures horizontales……136

b-1Selon le CBA 93……136

b-2Selon le RPA 99 V(2003)……137

v-.Armatures transversales……137

V.4.4.2 Recommandations pour les voiles et les trumeaux……137

V.4.4.3. les voile pleines……138

a.les armateur verticale……138

b-.Détermination des armatures de résistance ……138

c-Vérification à E.L.S……139

c-1 Calcul des armateurs horizontaux……140

c-2.Armatures transversales ……141

V.4.4.4 les voile avec ouverture……142

a-.les trumeaux……142

a-1.Las armateurs verticaux……142

a-2.Las armateurs horizontaux……143

b.les linteaux……143

b-1.Recommandations réglementaires……144

b-1.1.Selon le CBA 93……144

b-1.2Selon le CBA 93……144

.b-2. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)……144

b-3Aciers longitudinaux……144

b-4Aciers transversaux……144

b-4.1 linteau long ($\boldsymbol{\lambda} > 1$)……144

b-4.2-linteau court ($\boldsymbol{\lambda} < 1$) ……144

c- Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)……145

c-1.Ferraillage minimal……146

c-2Selon le RPA 99 V2003 ……146

c-3Calcule de ferraillage ……147

c-4Les armateurs longitudinaux……147

c-5Les armateurs transversaux……147

Chapire VI :fondation

VI-1- INTRODUCTION……149

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) ……149

VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION……149

VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION……150

VI-4- CALCUL DES FONDATIONS……150

VI-4- Semelle isolée sous poteau carré ……150

VI-4-1- Prédimensionnement……150

VI-4.2Conclusion ……151

VI-5- Semelles filantes ……151

VI-5.1- Dimensionnement ……152

VI-5.2- Conclusion……152

VI-6.2ferraillage des semelles filantes croisées……153

VI-6.3Exemple de calcul (SF-c) du bâtiment……153

VI-7Dimensionnement……153

VI-7.1-Ferraillage transversale ……154

VI-7.2- Ferraillage longitudinale ……155

VII-7.3-Vérification des contraints à l'ELS ……156

VII-7.4Vérification de l'effort de tranchant ……157

VII..8 Les longrines ……157

VII..8.1 Prédimensionnemen……158

VII..8.2 Sollicitation ……158

VII..8 .3Ferraillage ……158

VII..8 .4ELU ……158

VII.9 ELU ……158

VII.10 ELS ……159

VII.11 7-7-5 Armatures transversals……160

CONCLUSION GENERALE ……161