



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+7+sous-sol à usage multiple
contreventé par un système mixte**

Présenté par :

Bourdache Salim

Djermoune Messaoud

Encadré par :

Mr Ourabah Adnane

Membres de jury :

Mme Ouari

Mr Hazzam

Année universitaire 2015/2016

Remerciements

Grâce à DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à **M^{me}: L. ATROUNE** ainsi qu'à notre promoteur **Mr: A. OURABAH** de nous avoir guidé dans notre travail et pour leur patience.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Introduction générale

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tels que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier et le bois.

Cependant si le métier de la construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes, ces derniers sont justement l'élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- ✓ Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet (les dépenses).
- ✓ L'esthétique.

Pour satisfaire les exigences citées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré au stade de la conception et de l'exploitation, pour ce faire il faut respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres pour chaque pays.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage multiple, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, nous avons utilisé le « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

Notre étude est divisée en six chapitres :

- ✓ Présentation de l'ouvrage (généralités).
- ✓ Pré dimensionnement des éléments.
- ✓ Etude des éléments secondaires.
- ✓ Etude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot structural analysis Professional).
- ✓ Etude des éléments structuraux.
- ✓ Etude des fondations.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+7+sou-sol, destiné à usage d'habitation et bureau (RDC) avec parking (sous-sol), implanté à la ville de Bejaia, à l'Est de la zone industrielle. L'assiette d'assise est à l'Est des logements A.A.D.L et au nord de la route des frères Tabet. L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente une sismicité moyenne (zone IIa) d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (classification 2003).

I.3. Données de site :

- Le sol de notre site est constitué d'alluvions anciennes ainsi que des limons marneux à des marnes en profondeur. Des pierres, galets et blocs calcaires sont abondants dans le terrain.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1,8$ bars, pour un ancrage minimal des fondations : $D = 3$ m.
- La cohésion $C = 0,1$ bar
- La densité humide $\gamma_h = 20,6$ KN / m³

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment : 28.50 m
- Hauteur du RDC (bureau) : 4.08 m
- Hauteur du RDC (entré du bloc) : 3.06 m
- Hauteur du sous-sol :
 - Une partie 5.16 m
 - Le reste 4.14 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Largeur totale du bâtiment : 13.55 m
- Longueur totale du bâtiment : 24.62 m

I.5. Les règlements et les normes utilisés :

- BAEL 91
- CBA 93

- RPA 99 version 2003
- Les différents DTR

I.6. Description structurale :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède deux types d'escalier (escalier à deux et trois volées).

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

I.7. Caractéristiques mécanique des matériaux :

I.7.1. Le béton :

Le béton choisi de classe C25/30, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.7.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour : $j \leq 28$ jours

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \right] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

Pour $f_{c28} > 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \right] f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour : $28 < j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour notre étude on opte pour $f_{c28} = 25MPa$

I.7.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$

I.7.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

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

- Pour $f_{c28} = 25MPa$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$

I.7.1.4. Contraintes limite à l'ELU :

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ BAEL 91 (art.A.4.3.4)

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\Theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'avantages défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{en situation durable et transitoire(S.D.T)}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{en situation accidentelle (S.A)}$$

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q=1$) en revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

I.7.1.5. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

I.7.2. Résistance et caractéristique de L'acier :

I.7.2.1. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPA.

I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

➤ Elu :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

ε_s : Allongement relatif.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ 1 & \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ ELS :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.8. Les actions et sollicitations :

I.8.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

I.8.1.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

I.8.1.2. Les actions variables :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

I.8.1.3. Les actions accidentelles :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.

- Explosion.
- Avalanche.

I.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.8.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$. (autostable).

I.9. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- Sollicitations horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

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

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, ascenseur, balcons).

II.2.1. Les planchers :

II.2.1.1. Les planchers à corps creux:

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm $\Rightarrow L_{max} = 572 - 30 = 542$ cm

$$h_t \geq \frac{542}{22,5} = 24,08 \text{ cm}$$

Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 25 cm (20+5) cm

- Hauteur du corps creux : $h = 20$ cm.
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5$ cm.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

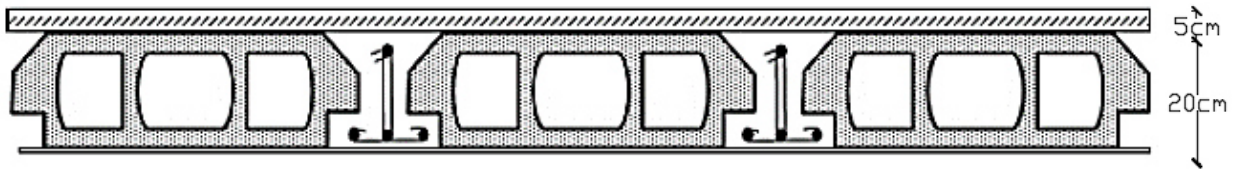


Figure II.1. Plancher à corps creux.

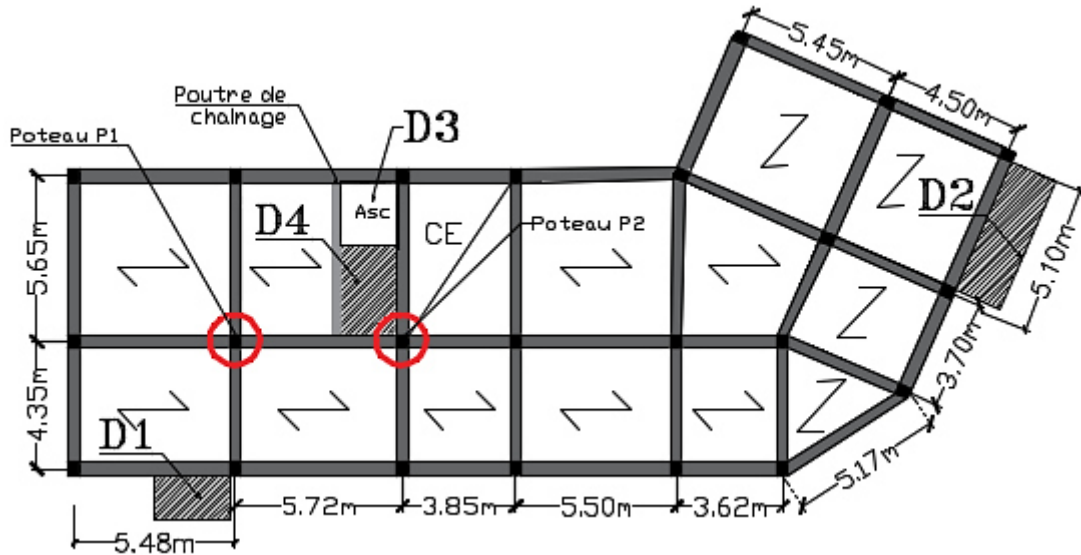


Figure II.2. Plan de l'étage courant.

II.2.1.1.1. Les poutrelles :

$$h_i = 25 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

L_x : Distance entre nus des poutrelles

$$L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

L_y : Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).

$$L_y = 332 \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{332}{10}\right)$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

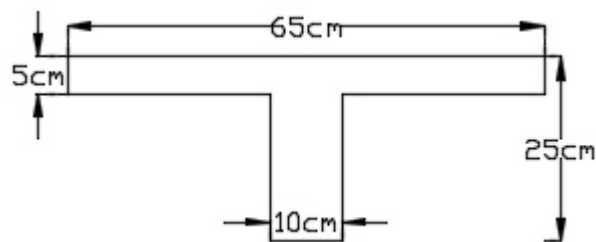


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.

II.2.1.2. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par l_x la plus petite des portées et e par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\rho \leq 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

➤ CRITERE DE RESISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

➤ COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

➤ ISOLATION PHONIQUE :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

II.2.1.2.1. Panneau sur 02 appuis (D1) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{2,6} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle est considérée comme}$$

$$\text{portant dans deux directions. } \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4,28 \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition du coupe-feu qui est la plus défavorable :

$$e \geq 11\text{cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

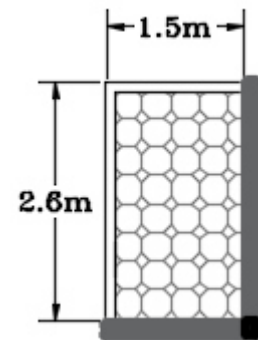


Figure II.4. Panneau de dalle D1.

II.2.1.2.2. Panneau sur 03 appuis (D2) :

On prend le cas le plus défavorable

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,85}{4,80} = 0,385 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle est considérée comme portant dans le sens } L_x.$$

$$e = \frac{185}{20} \Rightarrow e \geq 9,25 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition du coupe-feu qui est

la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

la dalle est calculée comme console donc

on prend : $e = 14 \text{ cm}$

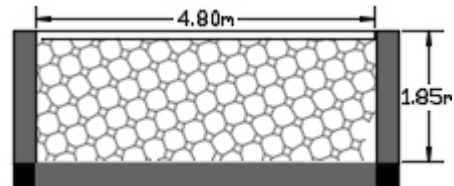


Figure II.5. Panneau de dalle D2.

II.2.1.2.3. Panneau sur 04 appuis (D3) :

D3 est le panneau qui couvre l'ascenseur.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2,1}{2,4} = 0,875 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle est}$$

considérée comme portant dans deux directions.

$$\frac{210}{50} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4,2 \text{ cm} \leq e \leq 5,25 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition du coupe-feu qui est

la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

la dalle reprend une charge importante donc

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

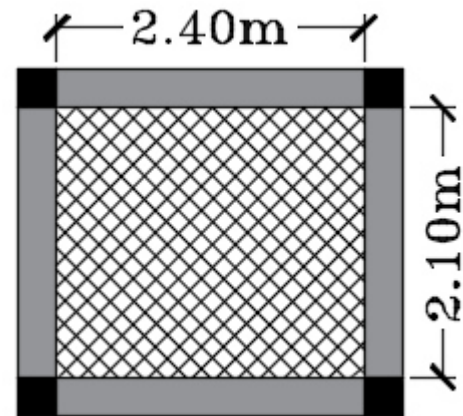


Figure II.6. Panneau de dalle D3.

Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition du coupe-feu est la plus défavorable.

Tableau II.1. Récapitulatif des différentes épaisseurs.

Epaisseur	12 cm	14 cm	15 cm
Panneaux	Balcon D1	Les balcons sur 3 appuis (D2)	D3 et D4

II.2.1.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.04	0.8	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.07	1.54	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Plancher à corps creux (20+5)	/	0.25	3.55	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total charges permanentes	/	/	6.37	

Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Cloisons de séparation	/	/	0.9	1.5 (étage courant)
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher à corps creux	/	0.25	3.55	2.5 (RDC)
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
Total charges permanentes	/	/	5.8	

Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)			Poids G (KN/m ²)			Surcharges Q (KN/m ²)
		DP 12 cm	DP 14 cm	DP 15 cm	DP 12 cm	DP 14 cm	DP 15 cm	
Revêtement en carrelage	22	0.02			0.44			3.5 (DP 12 et 14 cm)
Mortier de pose	20	0.02			0.40			
Lit de sable	18	0.02			0.36			
Dalle plein	25	0.12	0.14	0.15	3	3.5	3.75	3 (DP 15 cm)
Enduit de plâtre	10	0.015			0.15			
Garde-corps	/	/			1	1	/	
Total charges permanentes	/	/			5.35	5.85	5.1	

Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	/	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total charges permanentes	/	/	2.81

II.2.2. Les escaliers :

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : Emmarchement

H : Hauteur d'étage

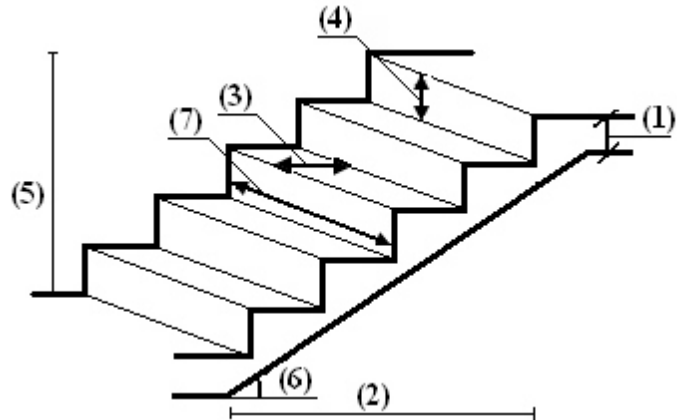


Figure II.7. Schéma d'un escalier.

Le dimensionnement revient à déterminer :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- L'épaisseur de la paillasse.

Le pré-dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :

$$59cm \leq 2 \times h + g \leq 66cm$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

$\left\{ \begin{array}{l} n: \text{ Nombre de contre marches.} \\ n-1: \text{ Nombre de marches.} \end{array} \right.$

On suppose : $2 \times h + g = 64$

On remplace : $2 \times \frac{H_0}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64 \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition du BAEL :

Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$

L_x : La plus petite portée du panneau sollicité.

Avec :

- L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$.
- l_v : longueur de la volée.
- l_p : longueur du palier.

II.2.2.1. Escalier à deux volées :

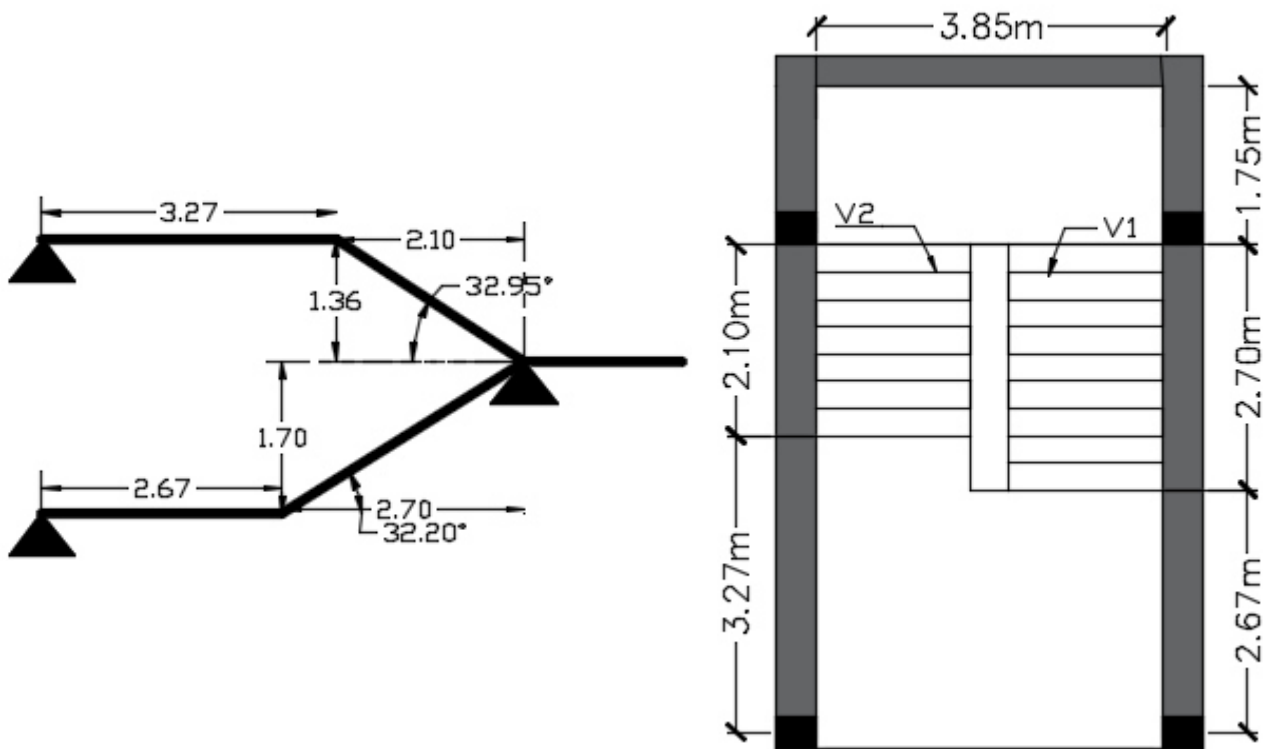


Figure II.8. Schéma de l'escalier à deux volées.

- Premier volée :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270)n + 2 \times 170 = 0$$

On trouve : $n = 10$

C.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ marches} \\ 10 \text{ contres marches} \end{cases}$

$$g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$L_1 = \sqrt{(1,7)^2 + (2,7)^2} + 2,67 = 5,86m$$

$$\frac{586}{30} \leq e_1 \leq \frac{586}{20} \Rightarrow 19,53cm \leq e_1 \leq 29,3cm$$

$e_1 \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu.

- Deuxième volée :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

On trouve : $n = 8$

C.-à-d. : $\begin{cases} 7 \text{ marches} \\ 8 \text{ contres marches} \end{cases}$

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

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

$$L_2 = \sqrt{(1,36)^2 + (2,1)^2} + 3,27 = 5,77m$$

$$\frac{577}{30} \leq e_2 \leq \frac{577}{20} \Rightarrow 19,23cm \leq e_2 \leq 28,85cm$$

$e_2 \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $g = 30cm$, $h = 17cm$ et $e = 20cm$ (palier et volée) pour l'escalier à deux volées.

II.2.2.2. Escalier à trois volées :

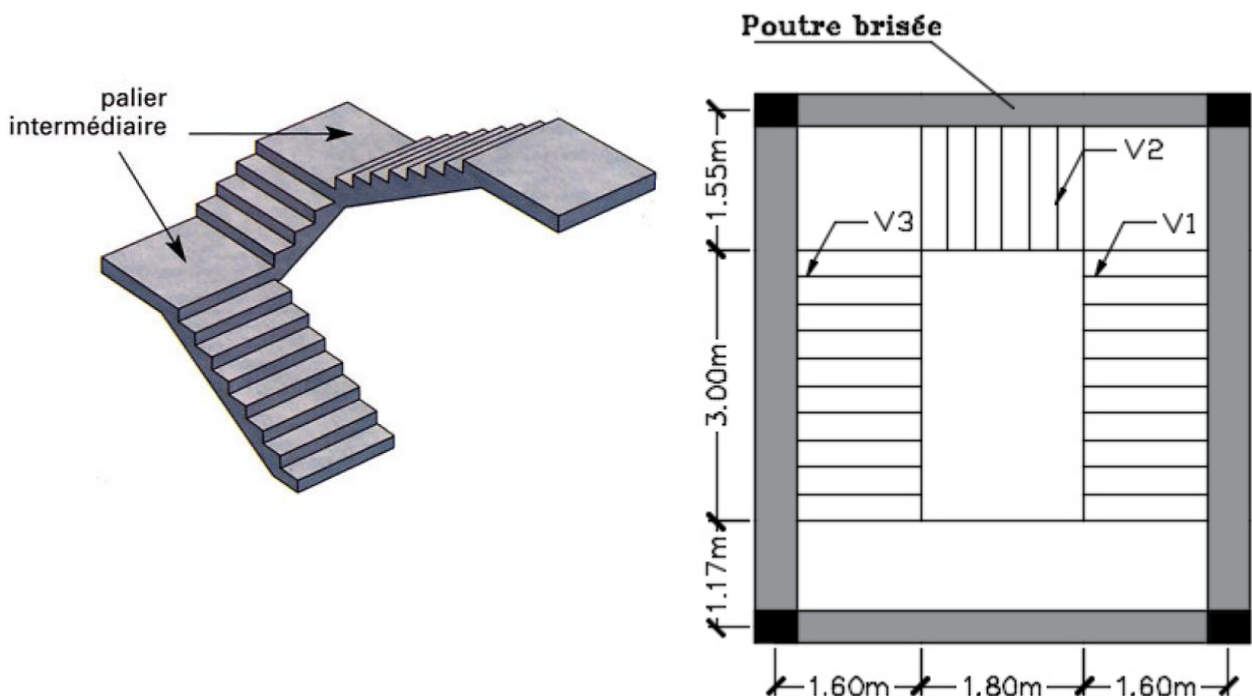


Figure II.9. Escalier à trois volées.

- Première et troisième volée :

On suppose : $2 \times h + g = 66$

On remplace : $2 \times \frac{H_0}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 66 \Rightarrow$

$$66 \times n^2 - (66 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$66 \times n^2 - (66 + 2 \times 198 + 300) \times n + 2 \times 198 = 0$$

On trouve : $n = 11$

C.-à-d. : $\begin{cases} 10 \text{ marches} \\ 11 \text{ contres marches} \end{cases}$

$$g = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} ; h = \frac{198}{11} = 18 \text{ cm}$$

$$L_1 = 1,17 + \sqrt{(1,98)^2 + (3)^2} + 1,55 = 6,31 \text{ m}$$

$$\frac{631}{30} \leq e_1 \leq \frac{631}{20} \Rightarrow 21,03 \text{ cm} \leq e_1 \leq 31,55 \text{ cm}$$

$e_1 \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $g = 30 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$ et
 $e_1 = 22 \text{ cm}$

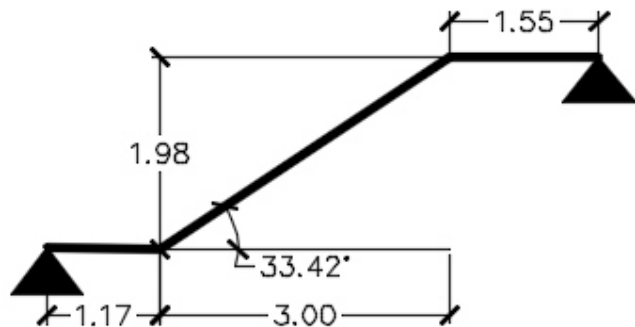


Figure II.10. Schéma statique de la première et la troisième volée.

- Deuxième volée :

On a une hauteur de 1.2 m

C.-à-d. : $\begin{cases} 6 \text{ contres marches de } 17 \text{ cm} \text{ et } 1 \text{ contres marche de } 18 \text{ cm} \\ 6 \text{ marches} \end{cases}$

$$g = 30 \text{ cm} \quad L_x = 1,55 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{155}{20} = 7,75 \text{ cm}$$

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

On prend $e = 15 \text{ cm}$

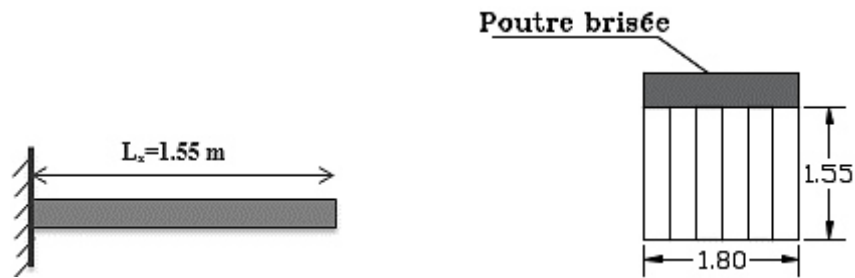


Figure II.11. Schéma statique de la deuxième volée.

II.2.2.3. Evaluation des charges et surcharges des escaliers :

Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharges du palier.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle en BA	25	0.2	5	2.5
Mortier de pose	20	0.015	0.3	
Carrelage	22	0.02	0.44	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciments	18	0.02	0.36	
Total charges permanentes	/	/	6.46	

Tableau II.7. Evaluation des charges et surcharges des volées.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Carrelage horizontale	22	0.02	0.44	2.5
Carrelage verticale	22	0.02	0.25	
Mortier de pose	20	0.015	0.3	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Pailleasse	25	0.2/cos 32.20	5.9	

	25	0.2/cos 32.95	/	5.95
Marche	22	0.17/2	1.87	
Enduit de ciment	18	0.02/cos 32.20	0.425	/
	18	0.02/cos 32.95	/	0.43
Total charges permanentes	/	/	9.545	9.6

II.2.3. L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

$$L_x = 2,1 \text{ m} ; L_y = 2,4 \text{ m} \Rightarrow S = 5,04 \text{ m}^2$$

- Puissance de l'ascenseur : $W = 6.8 \text{ KW}$
- Charge due à l'ascenseur : $P_m = 15 \text{ KN}$
- Charge due à la cuvette : $F_c = 145 \text{ KN}$
- Charge due à la salle des machines : $D_m = 51 \text{ KN}$
- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse : $V = 1.6 \text{ m/s}$
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3 \text{ KN}$

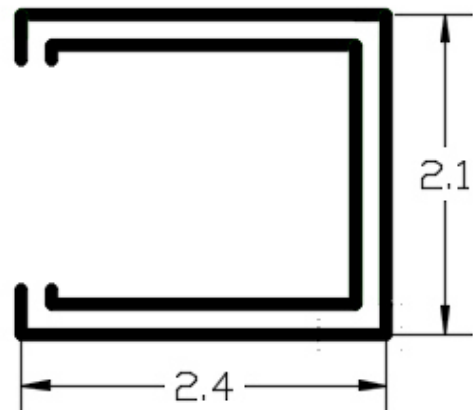


Figure II.12. Schéma de l'ascenseur.

Tableau II.8. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S = 2.1 \times 2.4$	$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{5.04}$	$G = G_1 + G_2 = 4.63 + 28.77$	1
$G_1 = 4.63 \text{ KN/m}^2$	$S = 5.04$	$G_2 = 28.77$	$G = 33.4$	

II.2.4. L'acrotère:

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

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G), qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Dans notre projet on a deux acrotères de différentes hauteurs.

Surface de l'acrotère :

$$S = 85 \times 15 + 5 \times 15 + \frac{10 \times 15}{2}$$

$$S = 0,1425 m^2$$

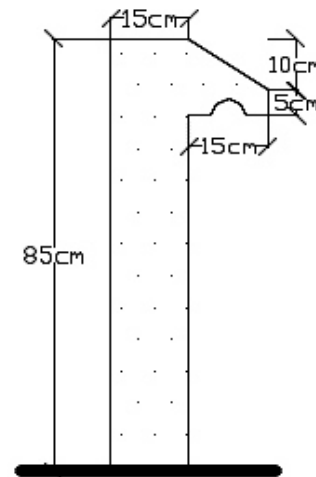


Figure II.13. Schéma de l'acrotère.

Tableau II.9. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
85	0.36	3.56	1	3.92
65	0.36	2.7	1	3.06

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par la condition du RPA suivante :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right]$$

h_e : la hauteur libre d'étage

- Pour les étages courants :

$$e \geq \frac{3,06 - 0,25}{20} = 0,1405 m \quad \text{On prend : } e = 15 cm$$

- Pour le RDC et sous-sol :

$$e = 20 cm$$

De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4e \quad \text{D'où } L_{min} \geq 80 cm$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment auront une largeur $\geq 80 cm$.

II.3.2. Les poutres :

Le pré dimensionnements des poutres se fait en respectant les conditions du BAEL qui sont les suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \dots\dots\dots (1)$$

Avec : L_{max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \dots\dots\dots (2)$$

II.3.2.1. Les poutres principales :

$$L_{max} = 5,10 m$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 cm \leq h \leq 51 cm \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$h = 45 cm$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 13,5 cm \leq b \leq 31,5 cm \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$b = 30 cm$$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

$$\begin{cases} b \geq 20 cm \\ h \geq 30 cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 cm > 20 cm \\ h = 45 cm > 30 cm \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Soit : $b = 30 cm$ et $h = 45 cm$

II.3.2.2. Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 5,27 m$$

$$\frac{527}{15} \leq h \leq \frac{527}{10} \Rightarrow 35,13 cm \leq h \leq 52,7 cm \dots\dots\dots (1)$$

$$h = 45 cm$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 13,5 cm \leq b \leq 31,5 cm \dots\dots\dots (2)$$

$$b = 30 cm$$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

$$\begin{cases} b \geq 20 cm \\ h \geq 30 cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 cm > 20 cm \\ h = 45 cm > 30 cm \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Soit : $b = 30 cm$ et $h = 45 cm$

II.3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Ils doivent être aussi vérifiés vis-à-vis du flambement et de l'effort normal réduit.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 cm \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{Hauteur libre d'étage} \\ \bullet 2,81 \text{ pour les étages courants} \\ \bullet 3,83 \text{ pour le RDC} \\ \bullet 4,91 \text{ pour le sous-sol} \end{array} \right.$$

On adopte préalablement pour les sections $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage :	Poteaux(50 × 50) cm ²
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages :	Poteaux(45 × 45) cm ²
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages :	Poteaux(40 × 40) cm ²
6 ^{eme} étage :	Poteaux(35 × 35) cm ²
7 ^{eme} étage :	Poteaux(30 × 30) cm ²

$$\text{Charge du poteau} = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II.10. Evaluation des poids propre des poteaux.

	Sous-sol	RCD	Etage 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6	Etage 7
$S(m^2)$	0.25	0.25	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
Gp(KN)	25.875	25.5	19.125	15.491	12.24	9.371	6.885

II.3.4. Descente charge :

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

II.3.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

➤ Surface afférente du poteau P1 :

Pour G : $S = (2,71 + 2,59) \times (2,025 + 2,675)$

$$S = 24,91m^2$$

Pour Q : $S = (2,71 + 0,3 + 2,59) \times (2,025 + 0,3 + 2,675)$

$$S = 28m^2$$

$L_{pp} = 4,7m \Rightarrow G = 15,86 KN$

$L_{ps} = 5,3m \Rightarrow G = 17,89 KN$

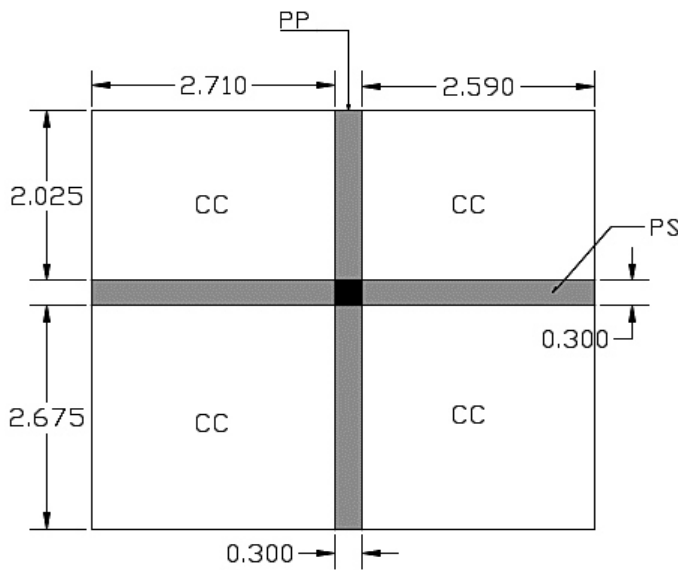


Figure II.14. Surface afférente du poteau P1.

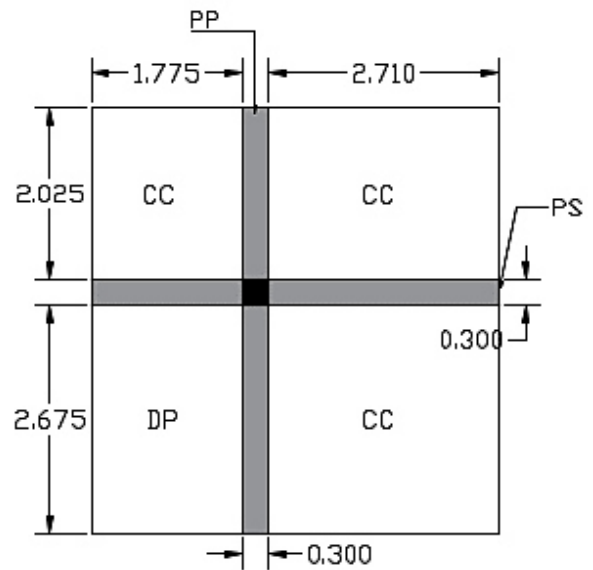


Figure II.15. Surface afférente du poteau P2 (RDC+ étages courants).

➤ Surface afférente du poteau P2 :

- RDC + étages courants :

Pour G : $S_{cc} = (1,775 + 2,71) \times 2,025 + (2,71 \times 2,675)$

$$S_{cc} = 16,331m^2$$

$$S_{DP} = (2,675 \times 1,775)$$

$$S_{DP} = 4,748m^2$$

Pour Q : $S_{cc} = (1,775 + 0,3 + 2,71) \times (2,025 + 0,3) + (2,71 + 0,3) \times 2,675$

$$S_{cc} = 19,177m^2$$

$$S_{DP} = (1,775 \times 2,675)$$

$$S_{DP} = 4,748m^2$$

- Dalle au-dessus de l'escalier (terrasse) :

Pour G : $S = 1,775 \times 2,675$

$$S = 4,748m^2$$

Pour Q : $S = (1,775 + 0,3) \times (2,675 + 0,3)$

$$S = 6,173m^2$$

$L_{pp} = 2,675m \Rightarrow G = 9,03KN$

$L_{ps} = 1,775m \Rightarrow G = 6KN$

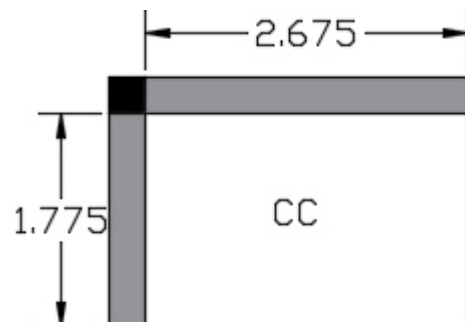


Figure II.16. Surface afférente du poteau P2 (terrasse).

Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P1.

Eléments	G(KN)	Q(KN)
Plancher terrasse inaccessible	158.68	28
Plancher étage courant	144.48	42
Poutre principale + secondaire	33.75	/
Plancher RDC	144.48	70

Tableau II.12. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P2.

Eléments	G(KN)	Q(KN)
Acrotère	14.54	4.75
Plancher terrasse inaccessible au-dessus de l'escalier	30.24	6.17
Plancher terrasse inaccessible	128.24	33.42
Plancher étage courant	118.93	43
Poutre principale + secondaire au-dessus de l'escalier	15.03	/
Poutre principale + secondaire (étage courant + RDC)	31	/
Poutre principale + secondaire (niveau 1.02)	22.11	/
Plancher RDC	105.53	52.63

Tableau II.13. Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₇	Plancher terrasse inaccessible Poutre principale + secondaire Poteau (30×30)	158.68	
		33.75	
		6.885	
		Total : 199.315	28
N ₆	N ₇ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (35×35)	199.315	
		144.48	
		33.75	
		9.371	
		Total : 389.785	70
N ₅	N ₆ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	389.785	
		144.48	
		33.75	
		12.24	
		Total : 580.255	107.8
N ₄	N ₅ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	580.255	
		144.48	
		33.75	
		12.24	
		Total : 770.725	141.4
N ₃	N ₄ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	770.725	
		144.48	
		33.75	
		15.491	
		Total : 964.446	170.8
N ₂	N ₃ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	964.446	
		144.48	
		33.75	
		15.491	
		Total : 1158.167	196
N ₁	N ₂ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	1158.167	
		144.48	
		33.75	
		19.125	
		Total : 1355.522	217
N ₀	N ₁ Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	1355.522	
		144.48	
		33.75	
		25.5	
		Total : 1559.252	237.916
N ₋₁	N ₀ Plancher RDC Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	1559.252	
		144.48	
		33.75	
		25.875	
		Total : 1763.357	278.25

Tableau II.14. Descente de charge du poteau P2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₇	Acrotère	14.54	
	Plancher T.I au-dessus de l'escalier	30.24	
	Pp + Ps au-dessus de l'escalier	15.03	
	Plancher T.I	128.24	
	Poutre principale + secondaire 2×Poteau (30×30)	31 2×6.885	
Total : 232.82		44.34	
N ₆	N ₇	232.82	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (35×35)	9.371	
Total : 392.121		87.34	
N ₅	N ₆	392.121	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (40×40)	12.24	
Total : 554.291		126.04	
N ₄	N ₅	554.291	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (40×40)	12.24	
Total : 716.461		160.53	
N ₃	N ₄	716.461	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (45×45)	15.491	
Total : 881.882		190.54	
N ₂	N ₃	881.882	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (45×45)	15.491	
Total : 1047.303		216.34	
N ₁	N ₂	1047.303	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (50×50)	19.125	
Total : 1216.358		237.84	
N ₀	N ₁	1216.358	
	Plancher étage courant	118.93	
	Poutre principale + secondaire	31	
	Poteau (50×50)	25.5	
Total : 1391.788		259.25	
N ₋₁	N ₀	1391.788	
	Plancher RDC	105.53	
	Poutre principale + secondaire	53.11	
	Poteau (50×50)	25.875	
Total : 1576.303		287.46	

II.3.5. Vérification du poteau :

Le poteau P1 est le plus défavorable.

II.3.5.1. Vérification à la compression simple :

$G = 1763.357$ KN et $Q = 278.25$ KN

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1763.357 + 1.5 \times 278.25)$$

$$N_u = 3077.70 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.15. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
N ₋₁	3077.70	50×50	0.25	0.217	Vérifié
N ₀	2708.05	50×50	0.25	0.191	Vérifié
N ₁	2478.77	50×50	0.25	0.175	Vérifié
N ₂	2136.15	45×45	0.2025	0.150	Vérifié
N ₃	1791.93	45×45	0.2025	0.126	Vérifié
N ₄	1440.46	40×40	0.16	0.101	Vérifié
N ₅	1086.80	40×40	0.16	0.077	Vérifié
N ₆	725.89	35×35	0.1225	0.051	Vérifié
N ₇	357.74	30×30	0.09	0.025	Vérifié

II.3.5.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Tableau II.16. Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition $B_r > B_r$ calculée		Observation
			B_r (m ²)	B_r calculée (m ²)	
N-1	3077.70	50×50	0.23	0.175	Vérifié
N ₀	2708.05	50×50	0.23	0.154	Vérifié
N ₁	2478.77	50×50	0.23	0.137	Vérifié
N ₂	2136.15	45×45	0.19	0.119	Vérifié
N ₃	1791.93	45×45	0.19	0.100	Vérifié
N ₄	1440.46	40×40	0.14	0.081	Vérifié
N ₅	1086.80	40×40	0.14	0.061	Vérifié
N ₆	725.89	35×35	0.11	0.042	Vérifié
N ₇	357.74	30×30	0.08	0.021	Vérifié

II.3.5.3. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.4. Conclusion :

Tableau II.17. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Éléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	30	45
Poutre secondaire	30	45
Poteau sous-sol	50	50
Poteau RDC	50	50
Poteau étage 1	50	50
Poteau étage 2	45	45
Poteau étage 3	45	45
Poteau étage 4	40	40
Poteau étage 5	40	40
Poteau étage 6	35	35
Poteau étage 7	30	30

Chapitre III

Etude des
éléments secondaires

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers :

III.2.1. Disposition des poutrelles :

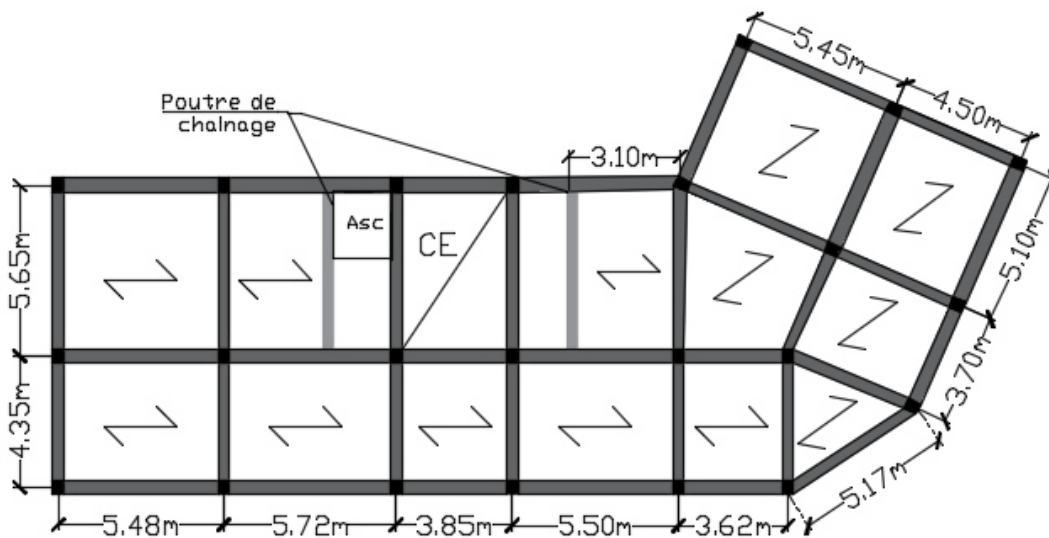


Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles du plancher RDC.

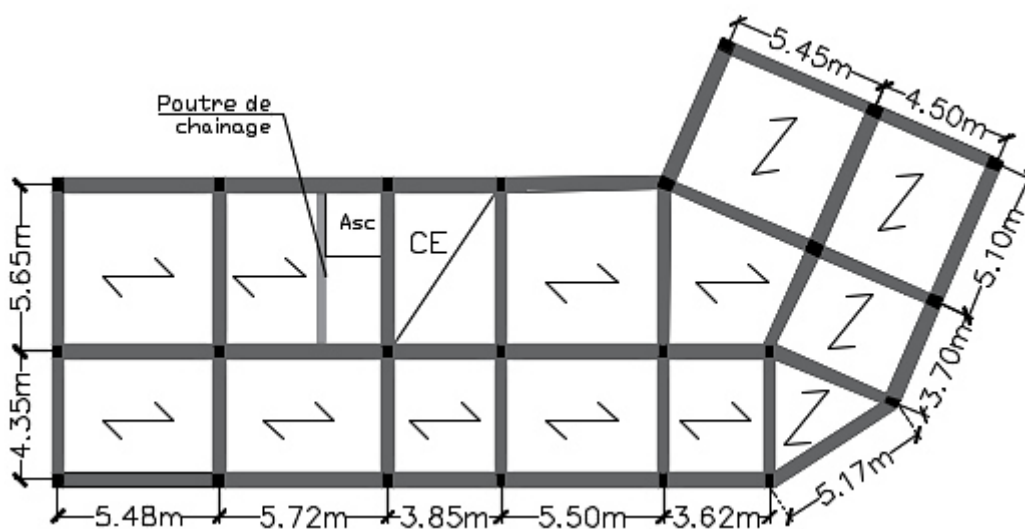


Figure III.2. Schéma de disposition des poutrelles des planchers étage courant et terrasse.

Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles.

Type		Schéma statique
Etages courants	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
	T5	
T6 (RDC)		
T7 (RDC)		
T8 (Terrasse au-dessus de l'escalier)		

III.2.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.3. Conditions d'application de La méthode forfaitaire :

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

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

b) Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

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

d) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Si **a**, **b**, **c** et **d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (annexe E1 du BAEL).

Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planches à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BEAL).

Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BEAL), c.-à-d. on minore G avec un coefficient de $2/3$ uniquement pour le calcul des moments appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

III.2.3.1. Principe de la méthode forfaitaire :

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0]$$

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0,5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0,6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0,15 \times M_0 \quad \text{Tel que : } M_0 = M_{\max}(M_0^1, M_0^n)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode de RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l_i}$

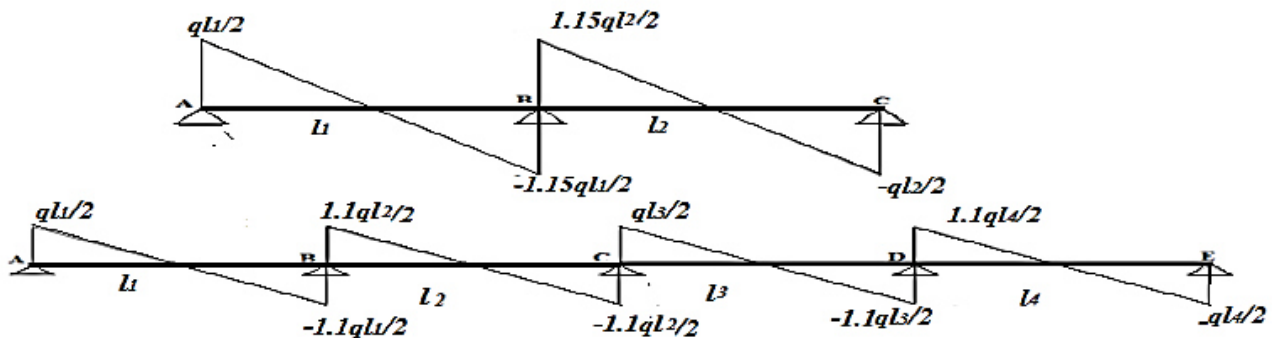


Figure III.3. Evaluation des efforts tranchants.

III.2.3.2. Principe de La méthode de Caquot :

➤ Moment Sous appui :

$$M = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

l_g Et l_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g Et q_d : Charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire

$l' = l$ pour une travée de rive

➤ Calcul des moments en travées (charge répartie) :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Avec : $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 + \frac{M_g - M_d}{l_i} \quad ; \quad \text{Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

III.2.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

à l'ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$ Avec : $l_0 = 0,65m$
 à l'ELS: $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Q _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	Q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.37	1	10.10	6.565	7.37	4.79
Etages courants	5.8	1.5	10.08	6.552	7.3	4.745
RDC	5.8	2.5	11.58	7.527	8.3	5.395

III.2.5. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles des différents planchers seront résumés dans des tableaux.

III.2.5.1. Calcul de la poutrelle type 3:

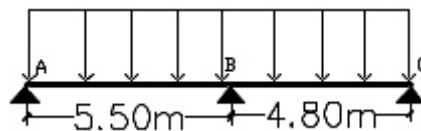


Figure III.4. Schéma de la poutrelle de Type 3.

➤ Les moments fléchissant :

- Moment isostatique :

a) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.552 \times 5.5^2}{8} = 24.77 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.552 \times 4.80^2}{8} = 18.87 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis :

a) Appuis de rive : $M_A = M_c = 0$

b) Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 24.77 = -14.86 \text{ Kn.m}$

- Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.8} = 0.205 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0615 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2615 \end{cases}$$

a) Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 14.86}{2} \geq (1.0615 \times 24.77) \Rightarrow M_t > 18.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2615}{2} \times 24.77 \Rightarrow M_t > 15.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(18.86; 15.62) \Rightarrow M_t = 18.86 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_t + \frac{14.86 + 0}{2} \geq (1.0615 \times 18.87) \Rightarrow M_t > 12.6 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2615}{2} \times 18.87 \Rightarrow M_t > 11.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(12.6; 11.9) \Rightarrow M_t = 12.6 \text{ KN.m}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

a) Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.552 \times 5.5}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{6.552 \times 5.5}{2} = -20.72 \text{ KN}$$

b) Travée B-C :

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.552 \times 4.8}{2} = -15.72 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -1.15 \times \frac{6.552 \times 4.8}{2} = 18.08 \text{ KN}$$

III.2.6. Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

III.2.6.1. Plancher étage courant :

➤ Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.48	6.552	4.745	4.856	3.488	0	0	-14.79	-10.63	17.75	12.90	15.25	-20.65
B-C	5.72	6.552	4.745	4.856	3.488	-14.79	-10.63	-9.33	-6.70	14.80	10.79	19.69	-17.78
C-D	3.85	6.552	4.745	4.856	3.488	-9.33	-6.70	-8.74	-6.28	3.11	2.30	12.77	-12.46
D-E	5.50	6.552	4.745	4.856	3.488	-8.74	-6.28	-9.45	-6.79	15.68	11.41	17.89	-18.15
E-F	3.62	6.552	4.745	4.856	3.488	-9.45	-6.79	0	0	6.53	4.75	14.47	-9.25

➤ Type 2 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.48	6.552	4.745	4.856	3.488	0	0	-13.31	-9.56	18.39	13.35	15.52	-20.38
B-C	3.62	6.552	4.745	4.856	3.488	-13.31	-9.56	0	0	5.11	3.73	15.54	-8.18

➤ Type 3 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.50	6.552	4.745	0	0	-14.86	-10.77	18.86	13.66	18.02	-20.72
B-C	4.80	6.552	4.745	-14.86	-10.77	0	0	12.60	9.12	18.08	-15.72

➤ Type 4 : Travée isostatique.

Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 4.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.10	6.552	4.745	0	0	0	0	21.30	15.43	16.71	-16.71

➤ Type 5 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.7. Sollicitations de la poutrelle type 5.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	4.10	6.552	4.745	4.856	3.488	0	0	-7.68	-5.51	10.20	7.40	11.56	-15.30
B-C	3.70	6.552	4.745	4.856	3.488	-7.68	-5.51	-11.24	-8.07	1.82	1.38	11.16	-13.09
C-D	5.10	6.552	4.745	4.856	3.488	-11.24	-8.07	0	0	16.05	11.65	18.91	-14.50

III.2.6.2. Plancher RDC :

➤ Type 6 : Travée isostatique.

Tableau III.8. Sollicitations de la poutrelle type 6.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.10	7.527	5.395	0	0	0	0	9.04	6.48	11.67	-11.67	3.10	7.527

➤ Type 7 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.9. Sollicitations de la poutrelle type 7.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.25	7.527	5.395	0	0	-15.56	-11.15	20.50	14.69	19.76	-22.72
B-C	5.10	7.527	5.395	-15.56	-11.15	0	0	18.90	13.55	22.07	-19.19

III.2.6.3. Plancher terrasse :

➤ Type 8 : Travée isostatique.

Tableau III.10. Sollicitations de la poutrelle type 8.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.85	6.565	4.79	0	0	0	0	12.16	8.88	12.64	-12.64

Tableau III.11. Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.

Etages courants							
Types de p ^l es	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
1	17.75	-14.79	-3.69	12.90	-10.63	-2.67	-20.65
2	18.39	-13.31	-3.69	13.35	-9.56	-2.67	-20.38
3	18.86	-14.86	-3.72	13.66	-10.77	-2.69	-20.72
4	21.30	0	-3.20	15.43	0	-2.31	-16.71
5	16.05	-11.24	-3.20	11.65	-8.07	-2.31	18.91
Plancher terrasse							
1	18	-14.32	-3.70	13.16	-10.39	-2.70	-20.60
2	18.62	-12.89	-3.70	13.62	-9.35	-2.70	-20.34
3	18.62	-14.89	-3.72	13.59	-10.87	-2.72	-21.37
4	21.34	0	-3.20	15.58	0	-2.34	16.74
5	16.25	-10.88	-3.20	11.88	-7.89	-2.34	19.43
8	12.16	0	-1.82	8.88	0	-1.33	-12.64
RDC							
1	21.34	-14.79	-4.24	14.43	-12.61	-3.04	-23.32
2	21.99	-13.31	-4.24	14.97	-11.34	-3.04	-23.05
5	19.17	-11.24	-3.67	13.07	-9.58	-2.63	21.40
6	16.01	-12.19	-3.25	11.51	-8.65	-2.33	20.60
7	20.50	-15.56	-3.89	14.69	-11.15	-2.79	22.72

Tableau III.12. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Désignation	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Etages courants	21.30	-14.86	-3.72	15.43	-10.77	-2.69	-20.72
Plancher terrasse	21.34	-14.89	-3.72	15.58	-10.87	-2.72	-21.37
RDC	21.99	-15.54	-4.24	14.97	-12.61	-3.04	-23.32

III.2.7. Ferrailage des poutrelles:

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

III.2.7.1. Exemple de calcul plancher étage courant :

III.2.7.1.1. Calcul à l'ELU

III.2.7.1.1.a. Ferrailages longitudinales :

- Le moment équilibré par la table :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 92.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{On à } M_t^{max} = 21.30 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.30 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.046 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) \Rightarrow \alpha = 0.058$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.058) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{21.30 \times 10^{-3}}{348 \times 0.22} = 2.78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.78 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 1.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.77 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **$A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$**

➤ Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.86 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.206 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot B :

$$\mu_{bu} = 0.206 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.206}) \Rightarrow \alpha = 0.291$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.291) = 0.199 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{14.86 \times 10^{-3}}{348 \times 0.199} = 2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 0.272 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.272 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.272 \text{ cm}^2 < A_a = 2.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **$A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$**

➤ Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.052 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc On est dans le pivot A : } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) \Rightarrow \alpha = 0.067$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.067) = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.219} = 0.488 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.488 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 0.272 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.272 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \min} = 0.272 \text{ cm}^2 < A_{ar} = 0.488 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **$A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$**

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$V^{max} = 20.72 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.72 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225} \Rightarrow \tau_u = 0.921 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

III.2.7.1.1.b. Ferrailages transversales :

➤ Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1(0.921 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 62.68 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Appuis de rive :

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{20.72 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 > 0.59 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(20.72 - \frac{14.86}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.51 \times 10^{-4} m^2 = -1.51 cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l).

➤ Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit : $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui} - 4cm] = 20.25 cm$

$$20.72 KN \leq 0.267 \times 0.2025 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 135.17 KN \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{20.72 \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.86 Mpa$$

$$\tau_u = 0.86 Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \dots \text{Vérifiée.}$$

III.2.7.1.2. Calcul à l'ELS :

III.2.7.1.2.a. Etat limite de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ En travée : $M_t^{\max} = 15.43 KN.m$

- Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL91.L.III.3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.05) = 1.19 \times 10^{-5} m$$

$$H = 1.19 \times 10^{-5} m > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section $b \times h$.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$32.5y^2 + 45.75y - 1029.38 = 0 \dots (1) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 4.97 cm$$

- Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} 4.97^3 + 15 \times 3.05(22.5 - 4.97)^2$$

$$I = 16718.89 \text{ cm}^4$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{15.43 \times 10^{-3}}{16718.89 \times 10^{-8}} \times 0.0497 = 4.59 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée. (BAEL E. III. 2)

- En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -10.77 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 762.75 = 0 \dots (2) \dots \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 9.42 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 9.42^3\right) + (15 \times 2.26) \times (22.5 - 9.42)^2$$

$$I = 9979.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{9979.31 \times 10^{-8}} \times 0.0942 = 10.16 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.16 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III.2.7.1.2.b. Etat limite de déformation :

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

- Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage d'habitation.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{5.20} = 0.048 < \frac{15.43}{10 \times 17.94} = 0.086$$

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

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

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

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{520}{1000} + 0.5 = 1.02 \text{ cm}$$

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

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

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.55 = 2.31 \text{ KN/m} \Rightarrow$ Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.8 = 3.77 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.8 + 1.5) = 4.75 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{ser} = 0.76 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{2.31 \times 5.20^2}{8} = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.77 \times 5.20^2}{8} = 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{p\ ser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{p\ ser} = 0.76 \times \frac{4.75 \times 5.20^2}{8} = 12.20 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.97 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 16718.89 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 8.48 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_g)^2 + A'(y_g - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 8.48^3 + 10 \frac{(25 - 8.48)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(8.48 - 5)^3}{3} + 15[3.05(22.5 - 8.48)^2]$$

$$I_0 = 36460.6 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.93 \times (0.225 - 0.0497) \times 10^{-3}}{16718.89 \times 10^{-8}} = 92.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.68 \times (0.225 - 0.0497) \times 10^{-3}}{16718.89 \times 10^{-8}} = 152.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.2 \times (0.225 - 0.0497) \times 10^{-3}}{16718.89 \times 10^{-8}} = 191.88 \text{ Mpa}$$

- Inerties fictives (I_f) : (BAEL B.6.5,2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 22.5} = 0.0135$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.16 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.26 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0135 \times 92.92 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0135 \times 152.24 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.64$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0135 \times 191.88 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.71$$

$$If_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ij} = \frac{1.1 \times 36460.6}{1 + 3.16 \times 0.48} = 15935.58 \text{ cm}^4$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = 13269.8 \text{ cm}^4$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = 12364.86 \text{ cm}^4$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{vg} = 22202.53 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches :

$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{5.93 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32456.59 \times 15935.58 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0.0031 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{9.68 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32456.59 \times 13269.8 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0.00607 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{12.2 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32456.59 \times 12364.86 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.00822 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{9.68 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 10818.86 \times 22202.53 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0.0109 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.0109 - 0.0031 + 0.00822 - 0.00607$$

$$\Delta f_t = 0.995 \text{ cm} < f_{adm} = 1.02 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

Tableau III.13. Résumé des ferrillages des poutrelles après vérification des flèches.

	Zone	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	Barres	A cm ²)
Etage courant	Travée	2.78	1.77	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	2.14	0.272	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.488	0.272	1 HA 12	1.13
Terrasse	Travée	2.79	1.77	3 HA 12	3.39
	Appuis inter	2.15	0.272	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.49	0.272	1 HA 12	1.13
RDC	Travée	2.88	1.77	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	2.26	0.272	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.56	0.272	1 HA 12	1.13

III.2.7.2. Schémas de ferrillage des poutrelles :

➤ Plancher étage courant :

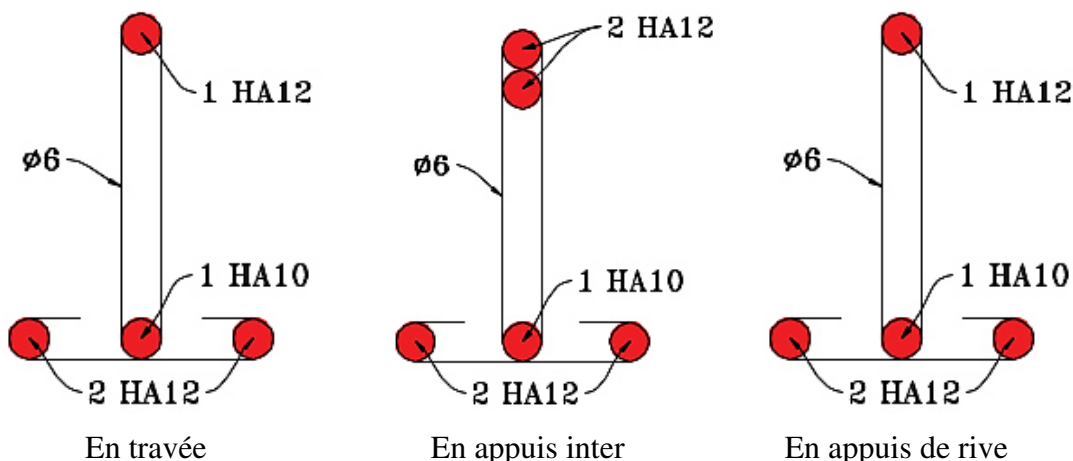


Figure III.5. Schémas de ferrillage des poutrelles étage courant.

➤ Plancher terrasse :

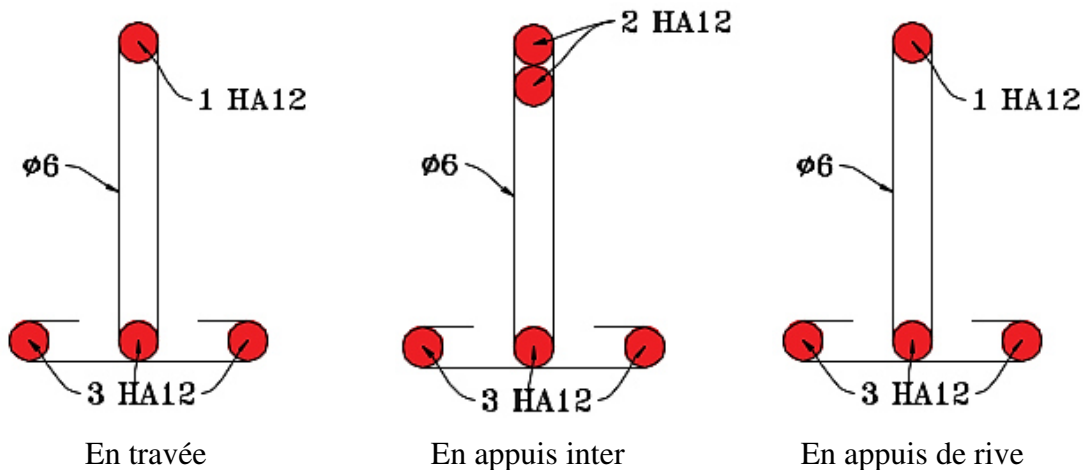


Figure III.6. Schémas de ferrillage des poutrelles de la terrasse.

➤ Plancher RDC :

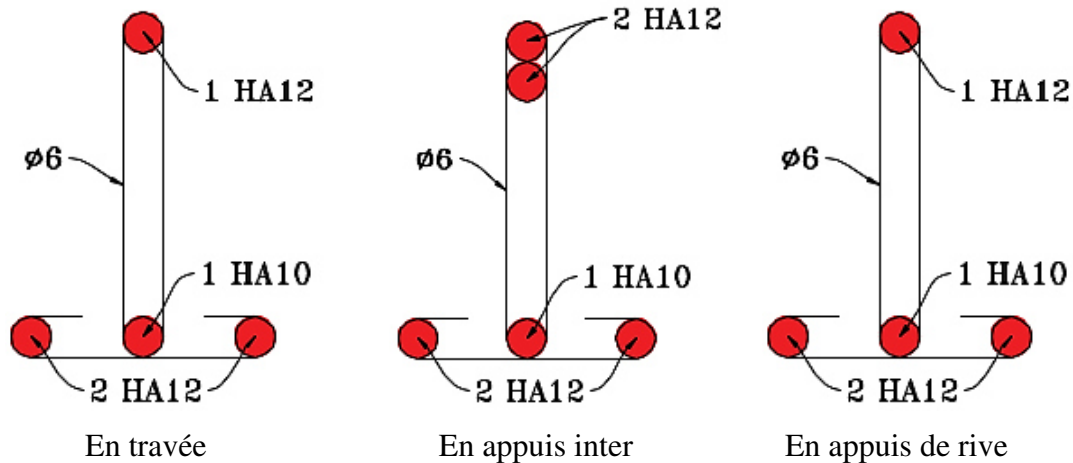


Figure III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles du RDC.

III.2.8. Etude de la dalle de compression:

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400$ MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/ml \quad \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/ml$; (st = 20cm) ≤ 20 cm vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/ml \quad \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/ml$; (st = 25cm) ≤ 33 cm vérifiée.

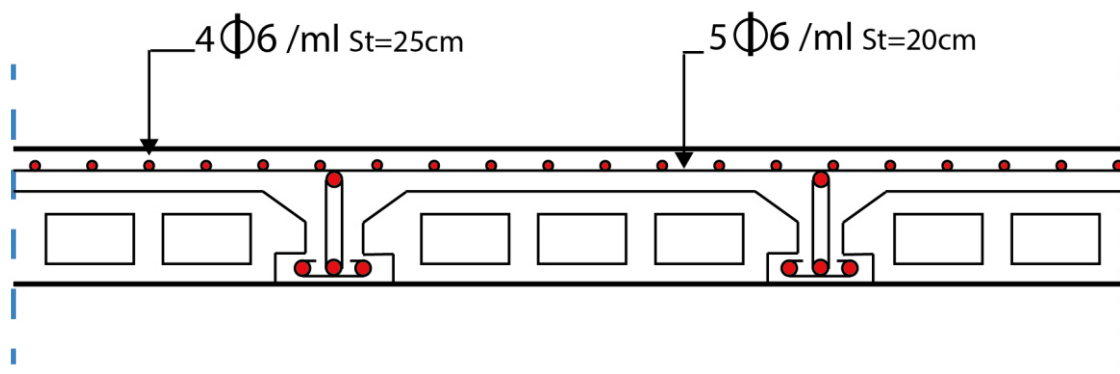


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etudes des dalles pleines :

III.3.1. Dalle sur deux appuis:

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.6} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow$$

la dalle travaille dans les deux sens.

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\text{On a: } G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 12.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.57 \begin{cases} U_x = 0.0865 \\ U_y = 0.2582 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0865 \times 12.48 \times (1.5)^2 = 2.43 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.2582 \times 2.43 = 0.63 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.43 = 2.07 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.63 = 0.54 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 2.43 = -1.215 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : $b=100\text{cm}$; $h=12\text{cm}$; $c=3\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e=400\text{MPa}$; $d=9\text{cm}$.

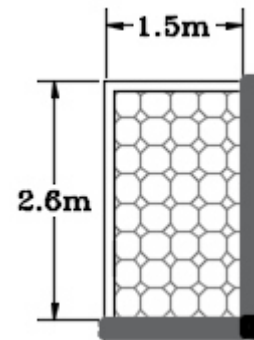


Figure III.9. Dalle sur deux appuis.

- En travée :

a) Selon Lx :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.018 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.025 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{2.07 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.025) \times 0.09} = 6.7 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \\ \Rightarrow A_x^t = 0.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Ferrailage de dalle sur deux appuis.

	Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	Lx	2.07	0.018	0.025	0.089	0.67
	Ly	0.54	0.0046	0.0058	0.09	0.17
Appuis	Lx	1.21	0.0106	0.0133	0.089	0.39

➤ Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.57)}{2} \times 100 \times 12 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.17 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Remarque : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min} .

Donc on adopte :

En travées et en appuis : $A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

- Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

On a $St_y = St_x = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.627 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.48 \times 1.5}{2} \times \frac{2.6^4}{2.6^4 + 1.5^4} = 8.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.093 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{8.43 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.242 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.242 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 8.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = 0.44 \begin{cases} U_x = 0.091 \\ U_y = 0.4357 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.091 \times 8.85 \times (1.5)^2 = 1.81 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.4357 \times 1.81 = 0.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 1.81 = 1.54 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 0.79 = 0.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.51 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65y - 338.85 = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right) (2.25)^3 + 15 \times 2.51 \times (9 - 2.25)^2 = 2095.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.54 \times 10^3 \frac{2.25}{2095.11} = 1.65 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.65 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{tser}^y (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.54(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{2095.11 \times 10^{-8}} = 74.42 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 74.42 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée.

- Vérification à la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.5} = 0.08 \geq 0.042 \\ \frac{2.51}{100 \times 9} = 0.0028 < 0.005 \end{cases}$$

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

Donc le choix de ferrailage est : $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 5HA8/ml$; $St = 20 \text{ cm}$

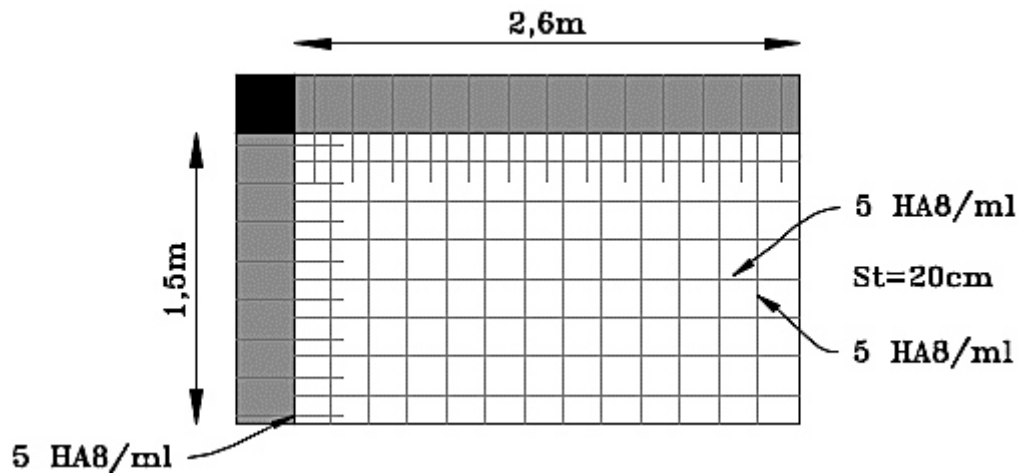


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

III.3.2. Dalle sur 03 appuis :

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,85}{4,80} = 0,385 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle est}$$

considérée comme portant dans le sens L_x .

Soit :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ KN/m}^2$$

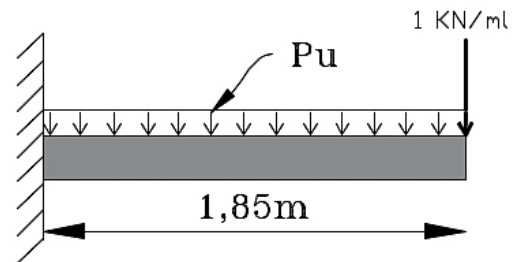


Figure III.11. Schéma statique de la dalle sur 3 appuis.

III.3.2.1. Calcul à l'ÉLU :

$$Pu = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 3.5) = 13.15 \text{ KN/m}$$

$$Mu = \left(13.15 \times \frac{(1.85)^2}{2} \right) = 22.5 \text{ KN.m}$$

$$Vu = 13.15 \times 1.85 = 24.33 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{22.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.131$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.176$$

$$A_s = \frac{22.5 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.176) \times 0.11} = 6.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 6.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **6HA12/ml = 6.79 cm²/ml**

- Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$$

$$St \leq 25 \text{ cm} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm.}}$$

- Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.22 \text{ Mpa} < 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

III.3.2.2. Vérification à l'ÉLS :

$$P_s = (G + Q) = (5.85 + 3.5) = 9.35 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \left(9.35 \times \frac{(1.85)^2}{2} \right) = 16 \text{ KN.m}$$

III.3.2.2.1. Vérification des contraintes :

- Vérification de σ_{bc} :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 6,79) y - (15 \times 6,79 \times 11) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1120,35 = 0$$

$$y = 3,82 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,82^3 + 15 \times 6,79 (11 - 3,82)^2$$

$$I = 5732 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = (16 \times 10^{-3} \times 0.0382) / (5732 \times 10^{-8}) = 10.66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ pas de risque de fissuration du béton.}$$

- Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 16 \times 10^{-3} \times (0.11 - 0.0382)] / 5732 \times 10^{-8} = 300.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \text{Condition non vérifiée, donc on va}$$

redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 6,56 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.37$

$$A_{st} = 8,23 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{ty} = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}. St = 25 \text{ cm}$$

Tableau III.15. Vérification des contraintes de compression du béton

Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Observation
4.27	8743,66	7,81 < 15	184.7 < 201.63	Vérifié

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.85} = 0.076 \geq 0.06 \\ \frac{9.05}{100 \times 11} = 0.0082 \leq 0.0105 \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

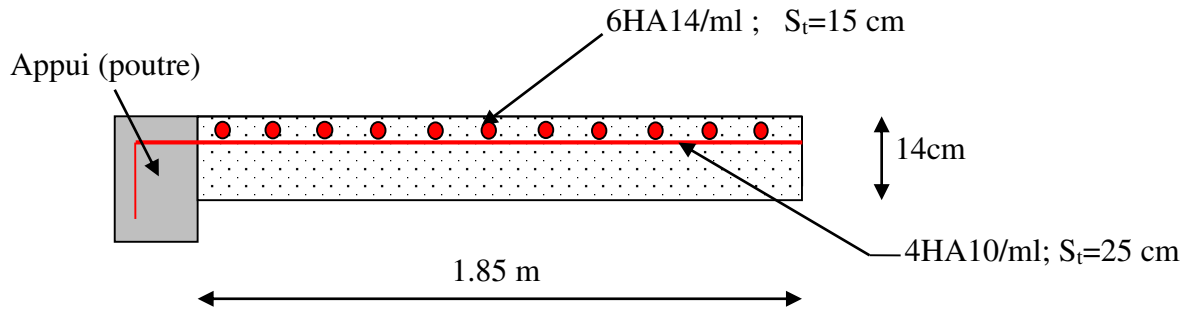


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.4. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

III.4.1. Escalier à deux volées :

➤ Evaluation des charges de l'escalier :

$$G_v = 9.6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_p = 6.46 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.16. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 16.71 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 12.1 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 12.47 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 8.96 \text{ KN/m}^2$

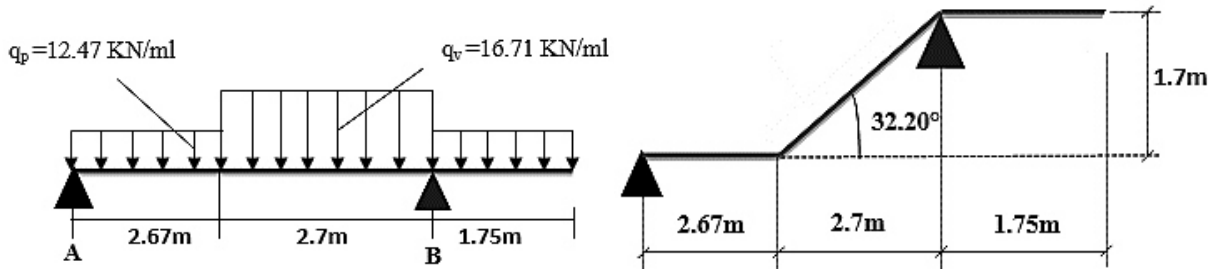


Figure III.13. Schéma statique de l'escalier à deux volées.

➤ Calcul à l'ELU :

$$R_A = 72.46 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 31.57 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 39.93 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -25.73 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 31.57 \text{ KN}$$

Tableau III.17. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)
ELU	39.93	-25.73	31.57
ELS	28.78	-18.64	/

Tableau III.18. Ferrailage à l'ELU :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /m	A_{min}	A_{adopt} cm ² /m
En travée	39.93	0.087	0.11	0.17	6.68	2.17	6HA12 = 6.79
En appuis	-25.73	0.056	0.072	0.17	4.23	2.17	4HA12 = 4.52

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

En travée $S_t = 15\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots$ vérifiée

En appuis $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots$ vérifiée.

b) Armatures secondaires :

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots$ vérifiée.

En travée $A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

En appuis $A_a = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

- Vérifications à l'ELU :

- a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{31.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.175 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

- a) Vérification des contraintes de compression du béton

Tableau III.19. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	28.78	5.08	21095.9	6.94	15	Vérifiée
En appui	-18.64	4.18	14552.9	5.36	15	Vérifiée

- b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{5.07} = 0.039 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0037 < 0.0105 \end{array} \right.$$

CBA93 (Article B 6.5.)

La vérification de la flèche est nécessaire

$$f = 0.34 \text{ cm} < f_{adm} = 1.037 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

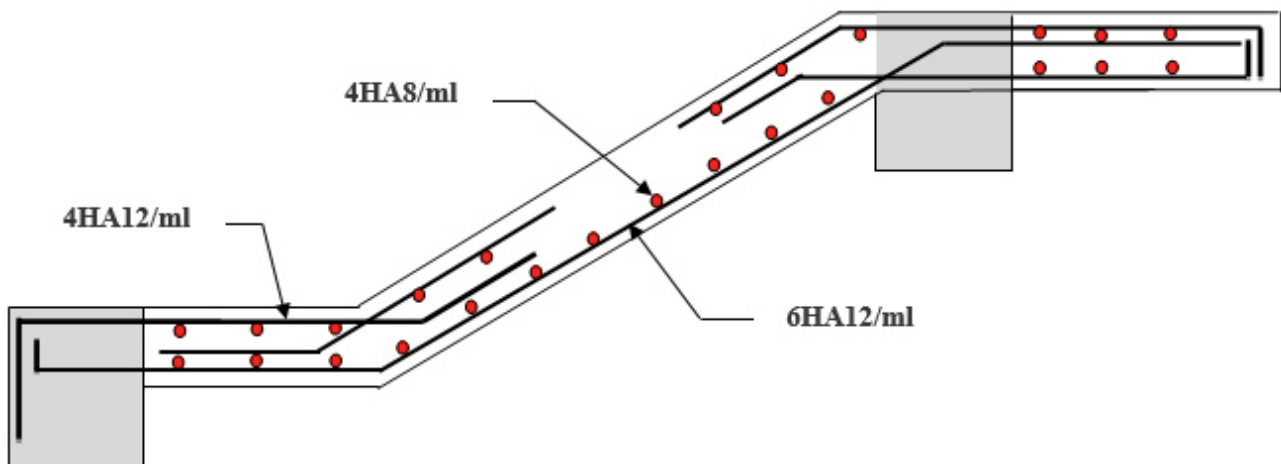


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.

III.4.2. Escalier à trois volées :

Ce type se calcule comme suit

1^{er}) Partie AD = GJ :

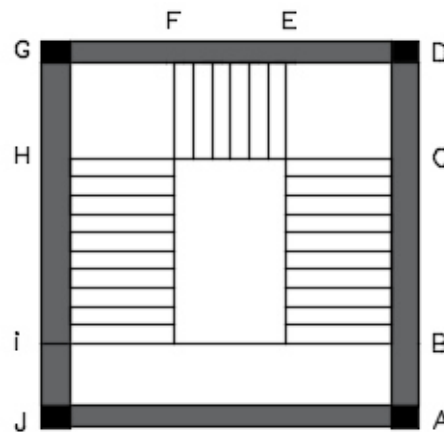


Figure III.15. Schéma de l'escalier à trois volées.

➤ Evaluation des charges de l'escalier :

$$G_v = 10.24 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_p = 6.96 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e = 22 \text{ cm}$$

Tableau III.20. Combinaison de charges de la partie AD = GJ.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 17.57 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 12.74 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 13.15 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 9.46 \text{ KN/m}^2$

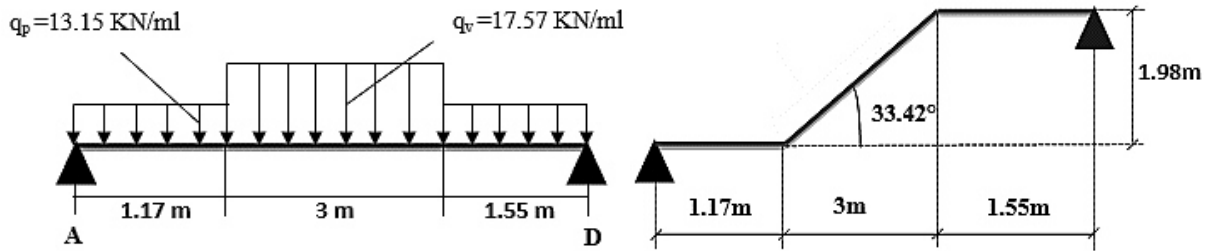


Figure III.16. Schéma statique de la partie AD = GJ.

➤ Calcul à l'ELU :

$$R_A = 44.68 \text{ KN} \quad ; \quad R_D = 43.8 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 50.77 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -33.85 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 44.68 \text{ KN}$$

Tableau III.21. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	Ra (KN)	Rd (KN)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	V ^{max} (KN)
ELU	44.68	43.8	50.77	-33.85	44.68
ELS	32.3	31.65	41.66	-19.61	/

Tableau III.22. Ferrailage à l'ELU :

	M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} cm ² /m	A _{min}	A _{adopt} cm ² /m
En travée	50.77	0.0896	0.12	0.19	7.66	2.17	7HA12=7.92
En appuis	-33.85	0.0597	0.077	0.19	5.02	2.17	5HA12=5.65

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

$$\text{En travée } S_t = 15\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

b) Armatures secondaires :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{En travée } A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

En appuis $A_a = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

- Vérifications à l'ELU :

- a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{44.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

- a) Vérification des contraintes de compression du béton

Tableau III.23. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	41.66	5.8	30459	7.94	15	Vérifiée
En appui	-19.61	5.04	23235	4.25	15	Vérifiée

- b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.22}{5.32} = 0.041 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{7.92}{100 \times 20} = 0.00396 < 0.0105 \end{cases}$$

CBA93 (Article B 6.5.)

La vérification de la flèche est nécessaire

$$f = 0.417 \text{ cm} < f_{adm} = 1.072 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

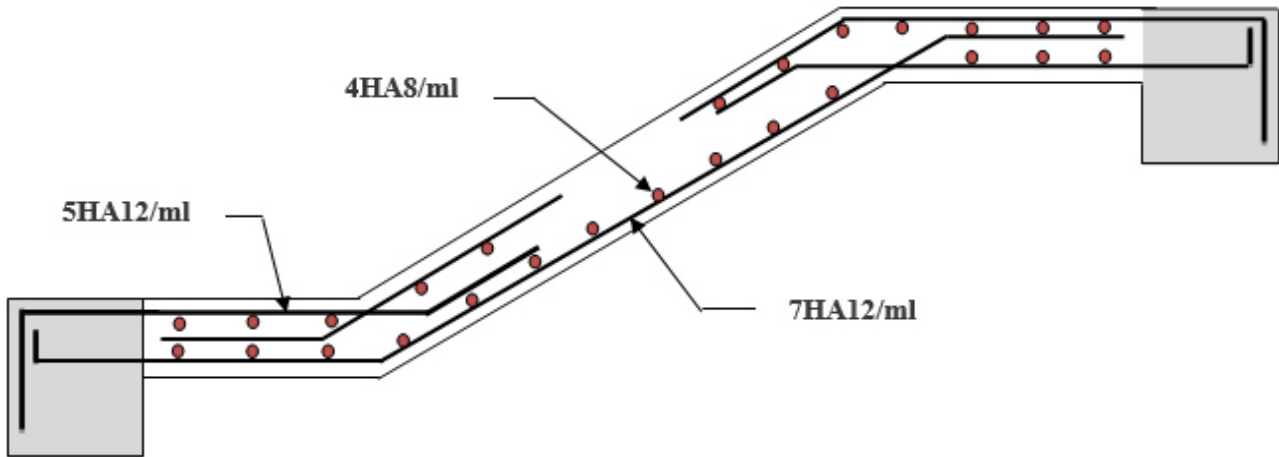


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la partie AD et GJ.

2^{ème}) Partie EF :

Cette partie se calcul comme une console

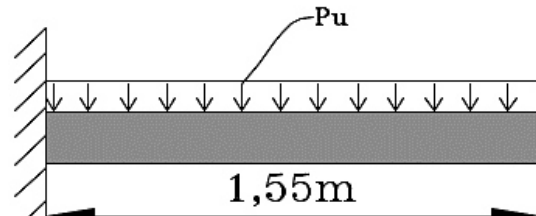


Figure III.18. Schéma statique de la partie EF.

➤ Evaluation des charges de l'escalier :

$$G_v = 7.4 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e = 15 \text{ cm}$$

Tableau III.24. Combinaison de charges de la partie EF.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 13.74 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 9.9 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = 16.5 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 11.89 \text{ KN.m} \quad ; \quad V = 21.297 \text{ KN}$$

Tableau III.25. Ferrailage à l'ELU :

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	A_{min}	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$
16.5	0.069	0.089	0.125	3.785	1.57	4HA12=4.52

- Espacement des barres (FPN) :

c) Armatures principales :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures secondaires :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

- Vérifications à l'ELU :

c) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{21.297 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

a) Vérification des contraintes de compression du béton

Tableau III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton.

$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I(Cm ⁴)	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
11.89	3.57	7545.7	5.63	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{1.55} = 0.0967 > 0.06 \\ \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.00348 < 0.0105 \end{cases}$$

CBA93 (Article B 6.5.)

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

- Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

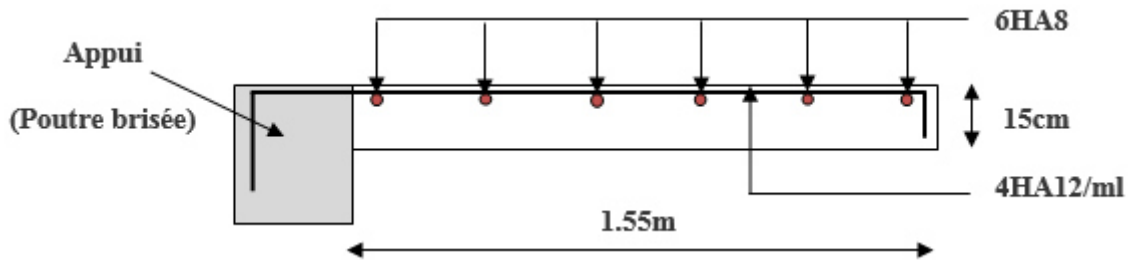


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la partie EF.

III.5. Etude de la poutre brisée :

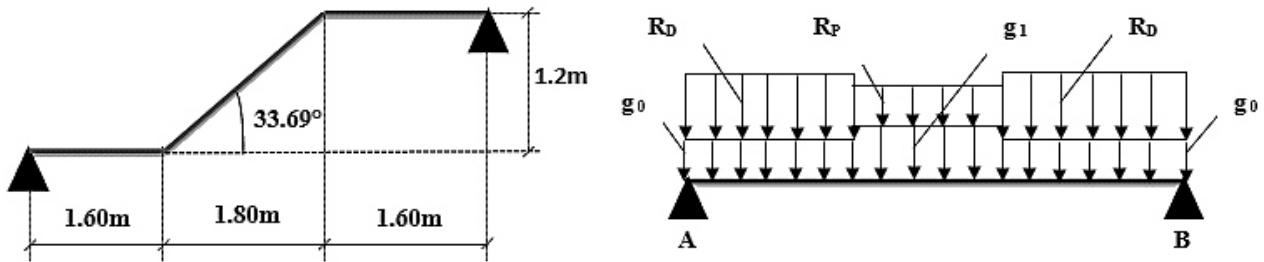


Figure III.20. Schéma statique de la poutre brisée.

- Dimensionnement selon le BAEL :

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

$$L = 1.6 + (1.8 / \cos 33.69^\circ) + 1.6 = 5.93 \text{ m}$$

$$\frac{593}{15} \leq h \leq \frac{593}{10} \Rightarrow 39.51 \leq h \leq 59.3$$

Donc soit $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.5 \times 0.5 = 6.25 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.5 \times 0.5 / \cos 33.69^\circ = 7.53 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 43.8 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = q_v \times l_x = 21.297 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

- Calcul des sollicitations :

$$R_a = \frac{(R_D + 1.35 \times g_0) \times 1.6 \times 4.2 + (R_P + 1.35 \times g_1) \times 1.8 \times 2.5 + (R_D + 1.35 \times g_0) \times 1.6 \times 0.8}{5}$$

$$M_0 = R_a \times 2.5 - [(R_D + 1.35 \times g_0) \times 1.6 \times \left(2.5 - \frac{1.6}{2}\right) + (R_P + 1.35 \times g_1) \times \frac{0.9^2}{2}]$$

Tableau III.27. Les sollicitations à l'ELU.

R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
113.57	113.57	129.1	0.4M ₀ =51.64	0.75M ₀ =96.83	113.57

Tableau III.28. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

	M_u (KN. m)	μ_{bu}	Z (m)	A_{min} (cm ²)	A calculée (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	96.83	0.0617	0.45	12.5	6.18	4HA14+4HA16=14.2
En appui	51.64	0.033	0.46	12.5	3.23	4HA14+4HA16=14.2

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{113.57 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.47} = 0.48 MPa < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa.$$

Donc la condition est vérifiée.

- Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $St = 20$ cm

$St = 20$ cm < min (0.9 d; 40 cm) = 40 cm Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.50 \times 0.2}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.48 - 0.3 \times 2.1) \times 0.5 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.469 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 1 \text{ cm}^2$

➤ Calcul à la torsion :

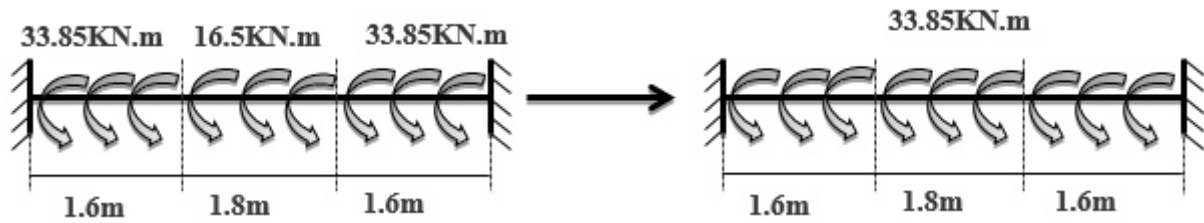


Figure III.21. Les moments de torsion agissants sur la poutre brisée.

- Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis : $M_t = 33.85 \text{ kN.m}$.

Le moment de torsion : $M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{33.85 \times 5}{2} = 84.625 \text{ kN.m}$.

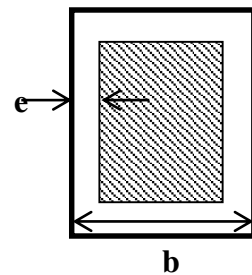
- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 50 = 8.33 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (50 - 8.33) \times (50 - 8.33) = 1736.39 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{84.625 \times 10^{-3}}{2 \times 0.173639 \times 0.0833} = 2.925 \text{ MPa}$$



On doit vérifier que

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

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.48)^2 + (2.925)^2} = 2.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(50 - 8.33) + (50 - 8.33)] = 166.68 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{84.625 \times 10^{-3} \times 1.6668 \times 1.15}{2 \times 0.173639 \times 400} = 11.68 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St=20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{84.625 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.173639 \times 400} = 1.4 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage de la poutre brisée :

- a) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion \ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 1 + 1.4 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$St = 20 \text{ cm}.$$

- b) Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_t^a = A_t^{flexion \ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^a = 14.2 + \frac{11.68}{2} = 20.04 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_t^t = A_t^{flexion \ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^t = 14.2 + \frac{11.68}{2} = 20.04 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Calcul à l'ELS :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)
81.23	81.23	2.5	90.72	36.29	77.11

- Vérification de σ_{bc} :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$\frac{50}{2}y^2 + 15 \times 20.61 \times (y - 3) - 15 \times 20.61 \times (47 - y) = 0$$

$$25y^2 + 618.3y - 15457.5 = 0$$

$$y = 15.40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{50 \times 15.4^3}{2} + 15 \times 20.61 \times (15.4 - 3)^2 + 15 \times 20.61 \times (47 - 15.4)^2$$

$$I = 447546.33 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{77.11 \times 10^{-3}}{447546.33 \times 10^{-8}} \times 0.154 = 2.65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peu nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{50}{470} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.106 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.61}{50 \times 47} = 0.0087 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Choix de ferrailage :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Pour } A_l^l \text{ on choisit } \mathbf{4HA20+4HA16 = 20.61 \text{ cm}^2.} \\ \text{Pour } A_l^a \text{ on choisit } \mathbf{4HA20+4HA16 = 20.61 \text{ cm}^2.} \\ \text{Pour } A_t \text{ on choisit } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

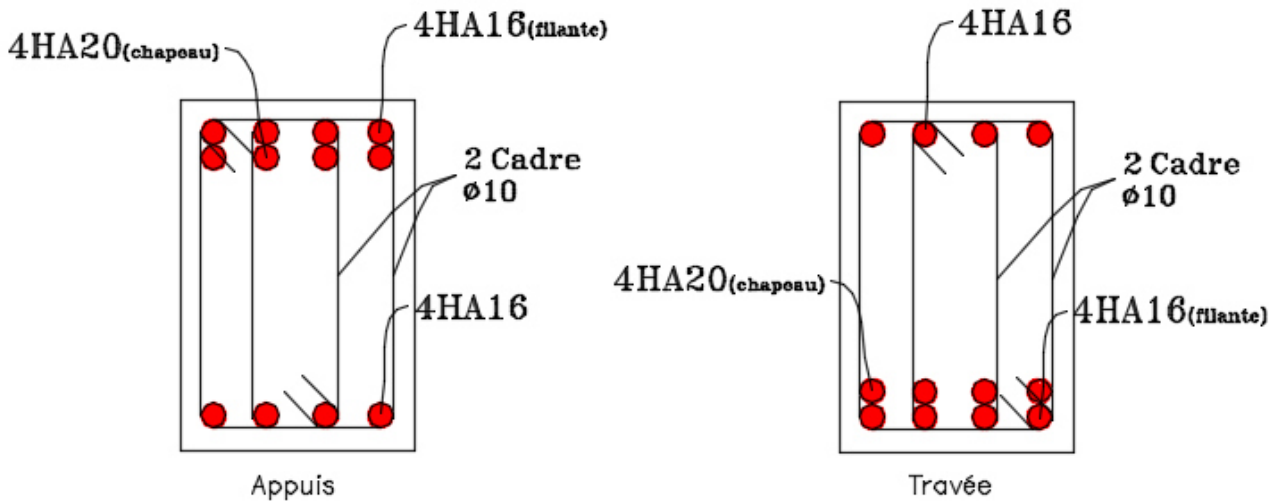


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Etude de la poutre palière :

Dimensionnement : L'exigence du RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 35/35 = 1 < 4 \end{cases}$$

On prend : $h=35\text{cm}$, $b=35\text{cm}$.

➤ Calcul à la flexion simple :

- Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre, $G_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{ KN/ml}$

- La réaction de la volée à son niveau :

ELU : $R_B = 31.57 \text{ KN}$

ELS : $R_B = 22.72 \text{ KN}$

Tableau III.30. Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

ELU	ELS
$p_u = 1.35G_0 + R_B$ $p_u = 35.70 \text{ KN/ml}$	$p_s = G_0 + R_B$ $p_s = 34.63 \text{ KN/ml}$
$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{35.70 \times 3.85^2}{24} = 22.05 \text{ KN.m}$	$M_t = \frac{p_s \times l^2}{24} = \frac{34.63 \times 3.85^2}{24} = 21.39 \text{ KN.m}$
$M_a = -\frac{p_u \times l^2}{12} = -44.10 \text{ KN.m}$	$M_a = -\frac{p_s \times l^2}{12} = -42.78 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 68.72 \text{ KN}$	

Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
En travée	22.05	0.043	0.055	0.32	1.98	6.125	6HA12=6.78
En appuis	-44.10	0.084	0.11	0.31	4.09	6.125	6HA12=6.78

➤ Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier
C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = 25.73 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la section d'armature longitudinale :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- U : périmètre de la section $e = \phi/6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.085 \text{ m}^2$
- e : épaisseur de la paroi. $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.17 \text{ m}^2$
- A_l : section d'acier. $A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.09 \text{ cm}^2$

a) En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 6.78 + \frac{5.09}{2} = 9.33 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification a l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression de béton.

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	21.39	13.25	86336.4	3.28	15	Vérifier
En appuis	-42.78	13.25	86336.4	6.56	15	Vérifier

- Evaluation de la flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.101 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.65}{35 \times 32} = 0.0095 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées.

- Choix de ferrailage :

- Pour A^t on choisit 3HA14+3HA16 = 10.65 cm².
- Pour A^a on choisit 3HA14+3HA16 = 10.65 cm².
- Pour A_t on choisit 4HA8 = 2.01 cm².

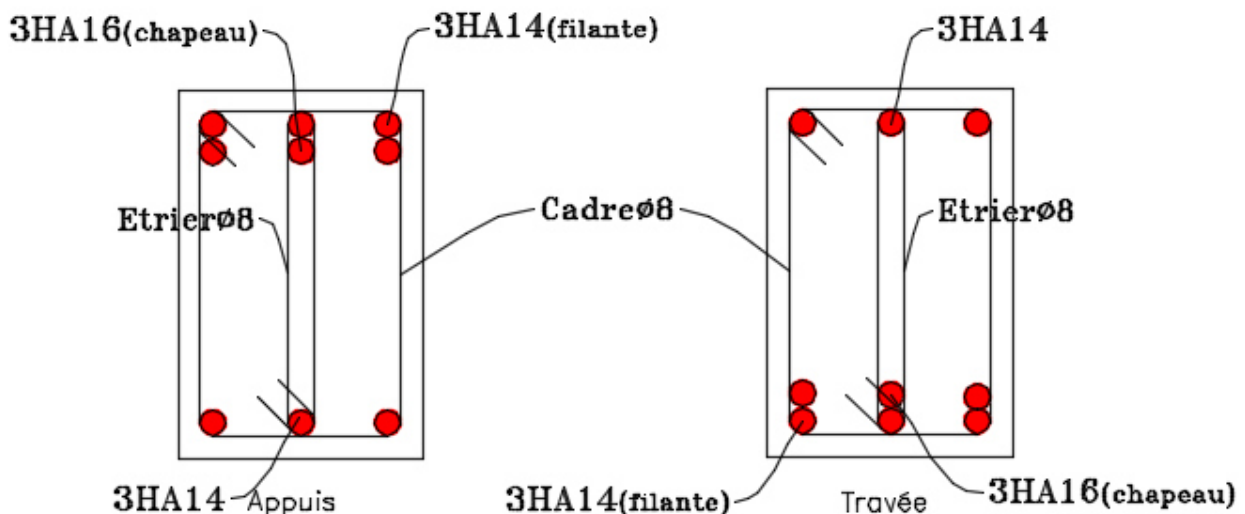


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7. Etude de l'acrotère:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

Tableau III.34. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
85	0.36	3.56	1	3.92

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

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

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,92 = 1,88 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i}$$

$$X_g = \frac{(85 \times 15) \times 7,5 + (15 \times 5) \times 22,5 + (15 \times 5) \times 20}{1275 + 75 + 75} = 8,95 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(85 \times 15) \times 42,5 + (15 \times 5) \times 72,5 + (15 \times 5) \times 78,33}{1275 + 75 + 75} = 45,96 \text{ cm}$$

$$N_G = 3,92 \text{ KN}$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,85 \Rightarrow M_Q = 0,85 \text{ KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,88 \times 0,4596 \Rightarrow M_{F_p} = 0,864 \text{ KN.m}$$

Tableau III.35. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.92	5.29	3.92
(M KN.m)	1.71	1.28	0.85

- Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,24m \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0,14m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle $e = \frac{M_u}{N_u}$ par une excentricité totale du calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,7m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{aligned} e_2 &= 0,01156m \\ e &= 0,272m \end{aligned}$$

➤ Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 3,92 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3,92 \times 0,272 \Rightarrow M_u = 1,066 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,066 + 3,92 \times \left(0,12 - \frac{0,15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1,24 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,006 < 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0075 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1196 m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{0,1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,3 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0,3 \times 10^{-4} - \frac{3,92 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,187 cm^2$$

➤ Vérification à l'E.L.U :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,44 cm^2$$

On remarque que : $A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Donc on adopte:

$$A_s = 4 \Phi 8/ml = 2,01 cm^2 / ml.$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 cm^2 \Rightarrow$$

$$A_r = 4 \Phi 6/ml = 1,13 cm^2 / ml.$$

- Espacement :

Armatures principales : $St \leq 100/4 = 25$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

Armatures de répartitions : $St \leq 85/4 = 21,25$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

- Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u \leq \min(2,5 ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u \leq 2,5 MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,88 + 1 \Rightarrow V_u = 2,88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,024 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.88 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 3.92 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.85 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.85/3.92) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.262 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.262 \Rightarrow c = -0.142 \text{ m.}$$

$$c = -0.142 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.142)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.142}{1} \Rightarrow P = -0.056 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.142)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.142)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00697 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.2325 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = -0.3745 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,069 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (-0,3745) \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,021 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (0,12 + 0,3745) \Rightarrow \sigma_s = 0,42 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

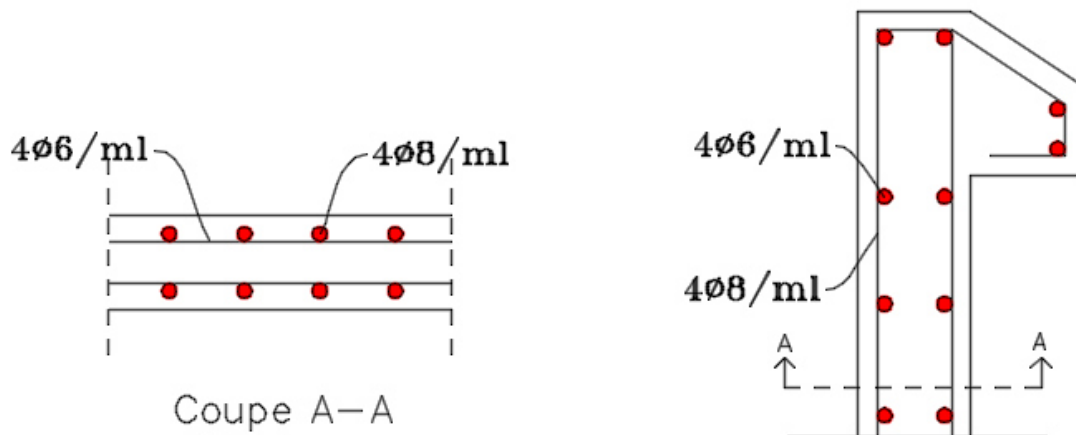


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. Etude de l'ascenseur:

III.8.1. Définition:

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Puissance de l'ascenseur : $W = 6.8 \text{ KW}$

Charge due à l'ascenseur : $P_m = 15 \text{ KN}$

Charge due à la cuvette : $F_c = 145 \text{ KN}$

Charge due à la salle des machines : $D_m = 51 \text{ KN}$

La charge nominale est de 630 Kg

La vitesse : $V = 1.6 \text{ m/s}$

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3 \text{ KN}$

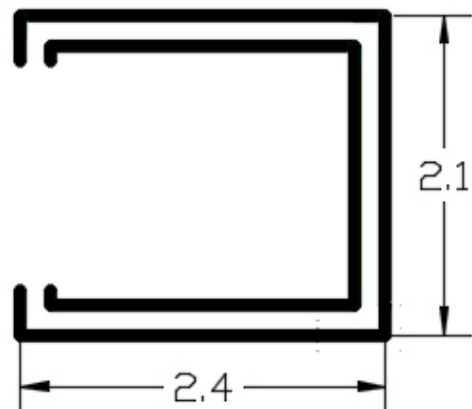


Figure III.25. Schéma de l'ascenseur.

III.8.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x = 2.1\text{m}$, $l_y = 2.4\text{m}$, $S = 2.1 \times 2.4 = 5.04 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{2.4} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4.66 \leq e \leq 5.25$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13\text{cm}$ isolation phonique.

Donc on prend $e = 15\text{cm}$.

Tableau III.36. Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S = 2.1 \times 2.4$	$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{5.04}$	$G = G_1 + G_2 = 4.63 + 28.77$	1
$G_1 = 4.63 \text{ KN/m}^2$	$S = 5.04$	$G_2 = 28.77$	33.4	

$$G_{total} = 33.4 \text{ KN/m}^2. \quad Q_{total} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.8.2.1. Cas d'une charge répartie :

➤ A l'ELU :

- Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 46.59 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{2.4} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0479 \times 46.59 \times 2.1^2 \Rightarrow M_0^x = 9.84 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7438 \times 9.84 \Rightarrow M_0^y = 7.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement):

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.36 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.95 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.37. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	X-X	8.36	0.0407	0.052	0.118	2.03
	Y-Y	6.22	0.030	0.038	0.118	1.51
Appuis	X-X	-2.95	0.0144	0.0181	0.119	0.71
	Y-Y					

➤ Vérification à l'ELU :

On calcul A_{min} : on a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.88$

$$FN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ S_t \leq \min(2e, 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 Mpa$$

Tableau III.38. Vérification de la section d'acier.

Sens	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_y^t	$A_x^t/4$	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
x-x	1.27	25	1.51 > 0.51		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

Tableau III.39. Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	τ_u (Mpa)	τ^{lim} (Mpa)	Observation	τ_{adm} (Mpa)	Observation
32.61	0.28	1.16	A_t ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 34.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0546 \\ U_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.28 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.78 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Etat limite de compression du béton :

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}$

On trouve : $y = 3.74 \text{ cm}, I = 7526.1 \text{ cm}^4$

a) En travée :

$\sigma_{bc}^{x-x'} = 3.5 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc}^{y-y'} = 2.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b) En appuis :

$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

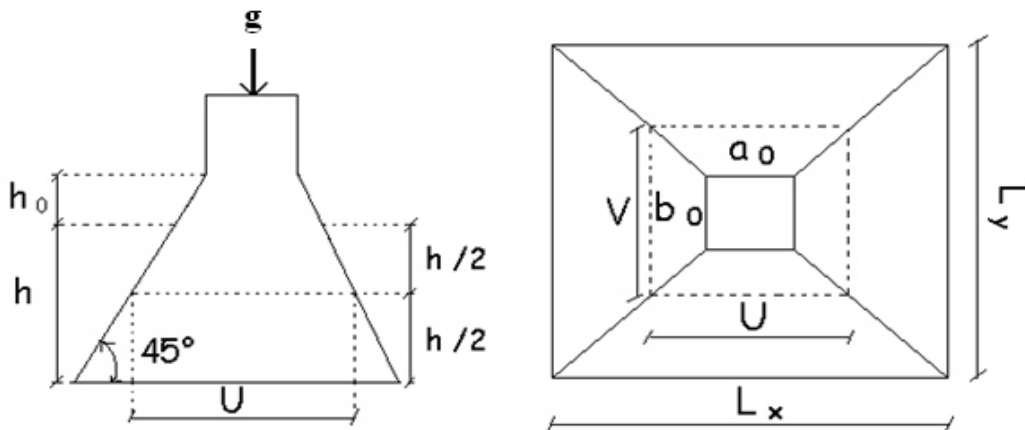
- Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.071 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.8.2.2. Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :



$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x . h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y . h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide
 $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement. $\xi = 0.75$ $h_1 = 4$ cm

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

a) A l'ELU :

On a $G = 72.3$ KN

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN.}$$

- Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\rho = 0.88$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{101}{210} = 0.481$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{101}{240} = 0.421$$

En se référant à l'abaque PIGEAU, on trouve $M_1 = 0.105$ et $M_2 = 0.088$.

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times 0.105 = 7.59 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72.3 \times 0.088 = 6.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1 = 8.39 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 8.39 \times (2.1)^2 = 1.76 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_y \times q_u \times l_y^2 = 0.7438 \times 8.39 \times (2.1)^2 = 1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.35 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

a) En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 9.35 = 7.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.67 = 6.52 \text{ KN.m}$$

b) En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times 9.35 = -4.67 \text{ KN.m}$$

Tableau III.40. Calcul des ferrailages.

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)
X-X	7.95	-4.67	1.94	1.13
Y-Y	6.52	-4.67	1.59	1.13

➤ Vérification a l'ELU :

On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau III.41. Vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _y ^t	A _x ^t /4	A _{adopté} (cm ² /ml)
x-x	1.272	25	1.59 > 0.485		En travée et en appui : A _x ^t = 4 HA10 = 3.14
y-y	1.2	25			En travée et en appui : A _y ^t = 4 HA10 = 3.14

- Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101 + 101) \Rightarrow U_c = 404 \text{ cm. ; } p_u = 454.5 \text{ KN}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 150 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ vérifiée.

➤ Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.105 + 0.2 \times 0.088) = 8.86 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.088 + 0.2 \times 0.105) = 7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.1 + 1 = 6.1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.47 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.33 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a = -3.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.
Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, Les résultats sont résumés dans le tableau.

Tableau III.42. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	A_t adopté (cm ² /ml)
X-X'	8.78	-3.1	3.14
Y-Y'	7.73	-3.1	3.14

a) En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 4.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 4.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

b) En appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.1} = 0.071 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

Donc le choix de ferrailage est : $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 4HA10/ml$; $St = 25 \text{ cm}$

III.8.3. Schéma de ferrailage :

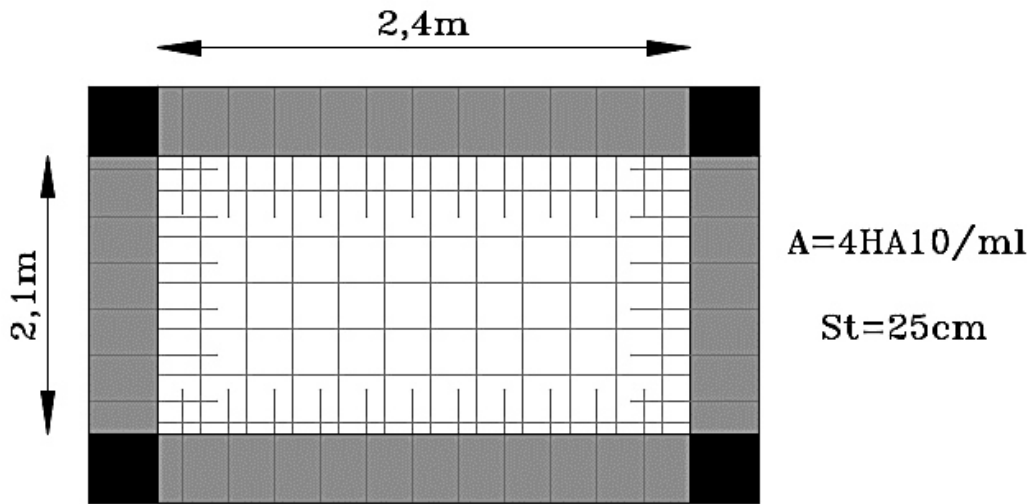


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

III.9. Poutre de chaînage :

Dimensionnement selon le BAEL :

$$\frac{565}{15} \leq h \leq \frac{565}{10} \Rightarrow 37.66\text{cm} \leq h \leq 56.5\text{cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

➤ Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

$$G_p: \text{ Poids propre } G_p = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

$$G_m: \text{ Poids du mur } G_{mur} = 2.81 \times (3.06 - 0.45) = 7.33 \text{ KN/ml}$$

$$R = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{l_{ptrille}}{2} = (1.35 \times 5.8 + 1.5 \times 1.5) \times \frac{5.72}{2} = 28.83 \text{ KN/ml}$$

R : la charge des poutrelles sur la poutre de chaînage.

$$p_u = 28.83 + 1.35 \times (3.375 + 7.33) = 43.28 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 20.88 + 3.375 + 7.33 = 31.58 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul a L'ELU :

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{8} = 172.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.15 \times M_t = -25.90 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

Tableau III.43. Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
En travée	172.70	0.224	0.321	0.370	0.134	6HA14 = 9.24
En appuis	-25.90	0.0336	0.0427	0.418	1.78	6HA14 = 9.24

➤ Vérification a L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

• Calcul des armatures transversal :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_1; h/35; b/10) = \min(10; 45/35; 30/10) = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 1 cadre + 1 étrier de } \emptyset 10.$$

• L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 38.25cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.3(0.33 - 0.3 \times 2.1)} = -1.12 \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 1.05 \text{ m} = 79 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t=15 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau III.44. Vérification de l'état limite de compression du béton.

M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
126.1	15.73	138246.51	14.35	15	Vérifier
18.9	15.73	138246.51	2.15	15	Vérifier

• Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{45}{565} = 0.0796 < 0.1 \quad \text{non vérifier} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

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

La condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$j = G_{pch} + G_{cc-rev} \times l_0 = 3.375 + 3.55 \times 0.65 = 5.68 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 3.375 + 5.8 \times 0.65 + 7.33 = 14.475 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 3.375 + (5.8 + 1.5) \times 0.65 + 7.33 = 15.45 \text{ KN/ml}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{565}{1000} + 0.5 = 1.065 \text{ cm}$$

Tableau III.45. Vérification de la flèche.

j (KN/ml)	g (KN/ml)	p (KN/ml)	f (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
5.68	14.475	15.45	0.332	1.065	Vérifier

- Choix de ferrailage :

Pour A_l' on choisit **6HA14 = 9.24 cm²**.
 Pour A_l^a on choisit **6HA14 = 9.24 cm²**.
 Pour A_t on choisit **4HA8 = 3.14 cm²**.

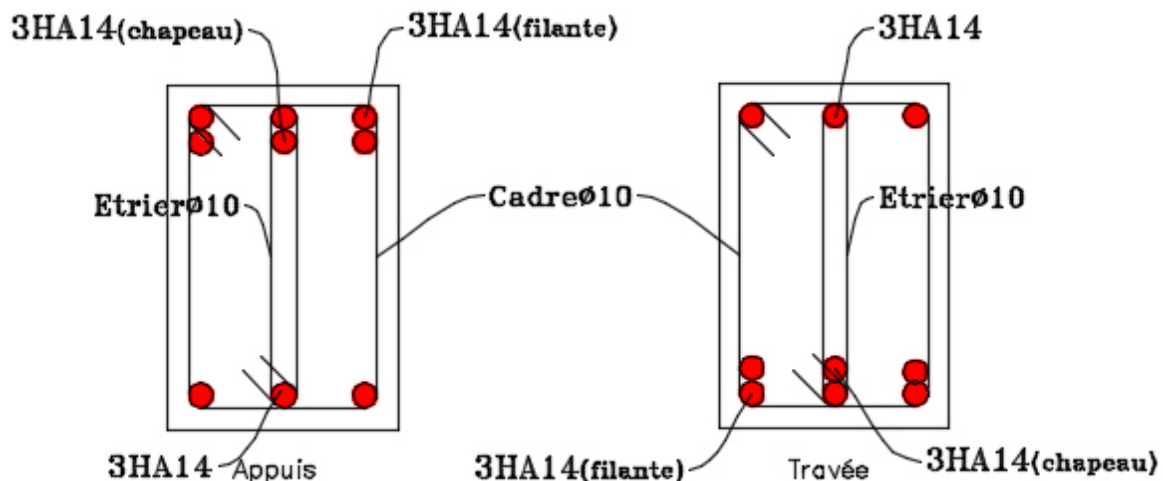


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.10. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend deux types de dalles pleines, elle ont été étudiés et ferrillés avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente deux types d'escaliers, ces derniers sont à deux et trois volées. Dans ce chapitre nous avons étudiés et ferrillés les deux escaliers.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.

La poutre palière et brisée ont été étudiées sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

Chapitre IV

dynamique

Etude

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.3.1.1. Calcul de de l'effort sismique V statique :

L'effort sismique V, appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres : - Groupe d'usage : groupe **2**

- Zone sismique : zone IIa \Rightarrow **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q: est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q.

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : **Q_x = Q_y = 1,15**

W: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i.$$

W G_i: poids dû aux charges permanentes totales.

W Q_i: charge d’exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

⇒ **W = 31612.8 KN.** (Donnée par le logiciel robot tableau IV.2.)

D : Facteur d’amplification dynamique moyen :

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la catégorie de site, de l’amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3) ⇒ T₂ = 0.5 s

η : Facteur de correction d'amortissement est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$

Où $\varepsilon(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ Pour un contreventement mixte.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0,8165 > 0,7$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$T_{\text{empirique}} = \min (T_1 = C_T \cdot h_n^{3/4}, T_2 = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{L})$ RPA99 (Formule 4-6 et 4-7)

$H_n = 25.5$ m (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) RPA99 (Tab.4-6)

$\Rightarrow T_1 = 0.57$ s

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 13.55$ m, $L_y = 24,62$ m

$\Rightarrow T_{2x} = 0.62$ s

$\Rightarrow T_{2y} = 0.46$ s

Sens x-x : $T_{\text{empirique}} = \min (T_1, T_{2x})$

$T_{\text{empirique}} = 0.57$ s

Sens y-y :

$T_{\text{empirique}} = 0.46$ s

$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.871 \\ D_y = 2.041 \end{cases}$

$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.871 \times 1.15}{5} \times 31612.8 = 2040.05$ KN

$V_{stx} = 2040.05$ KN

$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.041 \times 1.15}{5} \times 31612.8 = 2226.26$ KN

$V_{sty} = 2226.26$ KN

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **Robot Structural Analysis 2011** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité de la structure $q_x = q_y = 1.15$.
- Coefficient de comportement global de la structure $R = 5$.
- Site meuble : S3.
- $\varepsilon = 8,5\%$.

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

IV.4.1. Disposition des voiles de contreventement:

L'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.8.).

La disposition retenue est la suivante :

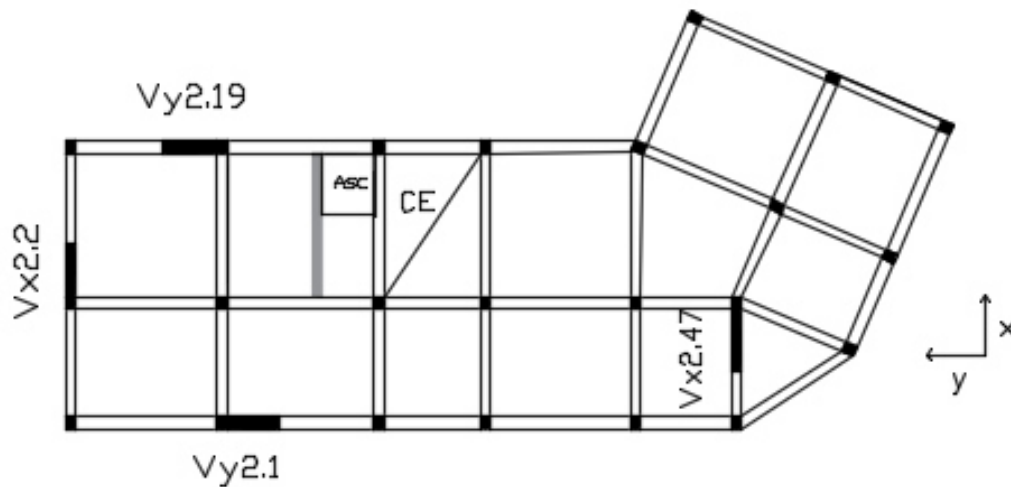


Figure IV.1. Disposition des voiles.

IV.4.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :

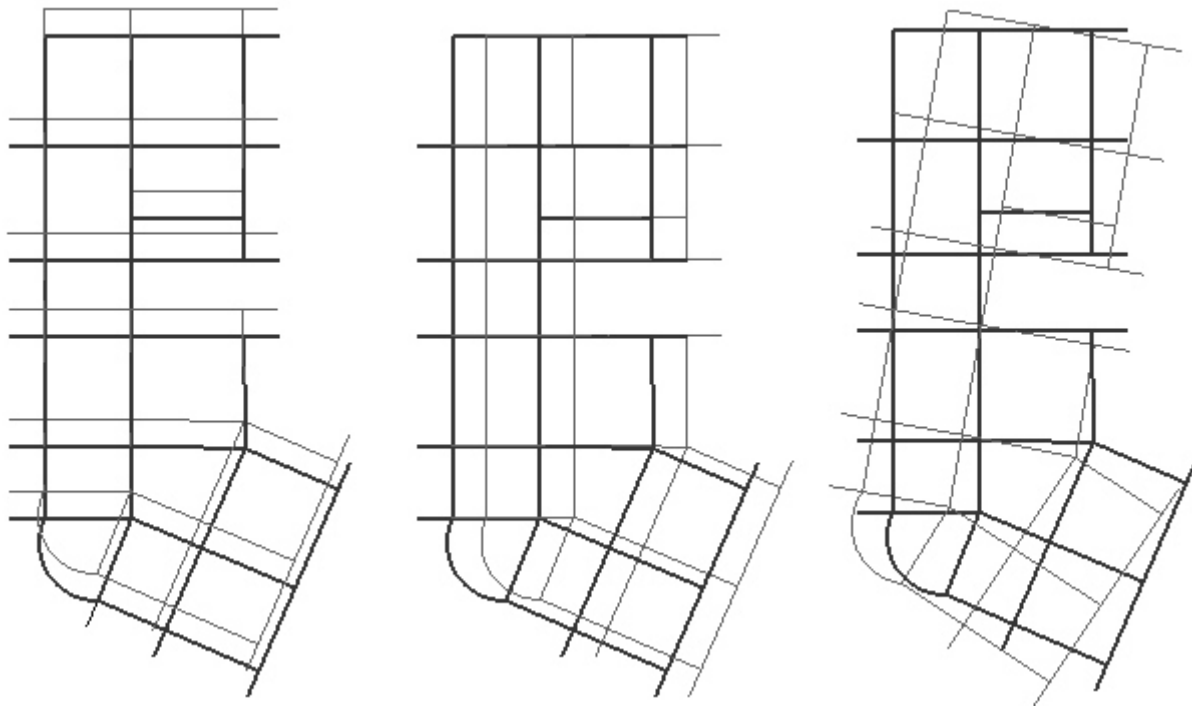
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	0.80	0.08	75.91	0.08	75.91	3161.28
2	0.76	75.01	76	74.92	0.09	3161.28
3	0.70	75.02	76.01	0.01	0.02	3161.28
4	0.25	75.02	88.69	0	12.68	3161.28
5	0.24	88.28	88.7	13.27	0	3161.28
6	0.21	88.84	88.7	0.56	0	3161.28
7	0.14	88.86	92.5	0.02	3.8	3161.28
8	0.13	91.78	92.54	2.92	0.04	3161.28
9	0.12	91.84	93.96	0.06	1.42	3161.28
10	0.11	93.46	94.04	1.63	0.07	3161.28

NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe y au bout du 7^{ème} mode.

IV.4.3. Analyse du comportement de la structure :



Mode1 : translation suivant y-y Mode2 : translation suivant x-x Mode3 : torsion

Figure IV.2. Les trois premiers modes de déformation.

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

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1600.38	1632.036264	Non vérifiée
Sens Y-Y	1567.49	1781.010275	Non vérifiée

NB : on remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.020$

Même chose concernant le sens y-y la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.136$

Après majorations des paramètres de réponses suivant les deux directions nous obtenons les résultats suivants :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres.

Sens	V _{dyn} (KN)	0.8*V _{st} (KN)	Observation
Sens X-X	1632.39	1632.036264	Vérifiée
Sens Y-Y	1781.14	1781.010275	Vérifiée

IV.4.5. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV.4.5.1. Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	26927.65	4335.04	31262.69	86.13	13.87	Vérifiée
Etage 1	23285.52	3518.26	26803.78	86.87	13.13	Vérifiée
Etage 2	19557.85	3140.53	22698.38	86.16	13.84	Vérifiée
Etage 3	16022.07	2653.45	18675.52	85.79	14.21	Vérifiée
Etage 4	12544.57	2209.87	14754.44	85.02	14.98	Vérifiée
Etage 5	9245.83	1643.65	10889.48	84.91	15.09	Vérifiée
Etage 6	6068.52	1089.93	7158.45	84.77	15.23	Vérifiée
Etage 7	3105.25	383.22	3488.47	89.01	10.99	Vérifiée

IV.4.5.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	627.31	1024.94	1652.25	37.97	62.03	Vérifiée
Etage 1	876.62	663.59	1540.21	56.92	43.08	Vérifiée
Etage 2	834.91	594.76	1429.67	58.40	41.60	Vérifiée
Etage 3	842.08	453.04	1295.12	65.02	34.98	Vérifiée
Etage 4	693.92	420.66	1114.58	62.26	37.74	Vérifiée
Etage 5	639.84	271.27	911.11	70.23	29.77	Vérifiée
Etage 6	465.11	200.45	665.56	69.88	30.12	Vérifiée
Etage 7	357.7	83.74	441.44	81.03	18.97	Vérifiée

Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	752.06	1075.91	1827.97	41.14	58.86	Vérifiée
Etage 1	1024.22	639.96	1664.18	61.55	38.45	Vérifiée
Etage 2	976.11	567.38	1543.49	63.24	36.76	Vérifiée
Etage 3	975.15	422.79	1397.94	69.76	30.24	Vérifiée
Etage 4	807.57	390.61	1198.18	67.40	32.60	Vérifiée
Etage 5	736.24	243.21	979.45	75.17	24.83	Vérifiée
Etage 6	538.07	175.64	713.71	75.39	24.61	Vérifiée
Etage 7	421.54	95.47	517.01	81.53	18.47	Vérifiée

IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	N _{rd}	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	2452.46	0.272	Vérifiée
Etage 1	60	60	3600	1958.93	0.218	Vérifiée
Etage 2	55	55	3025	1610.25	0.213	Vérifiée
Etage 3	55	55	3025	1269.93	0.168	Vérifiée
Etage 4	50	50	2500	1006.27	0.161	Vérifiée
Etage 5	50	50	2500	749.52	0.120	Vérifiée
Etage 6	45	45	2025	494.65	0.098	Vérifiée
Etage 7	40	40	1600	243.54	0.061	Vérifiée

IV.4.7. Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1}$$

$$\delta K = R \times \delta e K$$

Avec :

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43).

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
RDC	0.1	0.5	0	0.50	408	0.123	Vérifiée
Etage 1	0.3	1.5	0.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 2	0.5	2.5	1.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 3	0.7	3.5	2.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 4	0.9	4.5	3.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 5	1.1	5.5	4.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 6	1.3	6.5	5.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 7	1.4	7	6.5	0.50	306	0.163	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
RDC	0.2	1.00	0	1.00	408	0.245	Vérifiée
Etage 1	0.4	2.00	1.00	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 2	0.6	3.00	2.00	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 3	0.9	4.50	3.00	1.50	306	0.490	Vérifiée
Etage 4	1.1	5.5	4.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 5	1.3	6.5	5.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 6	1.5	7.5	6.5	1.00	306	0.327	Vérifiée
Etage 7	1.6	8	7.5	0.50	306	0.163	Vérifiée

IV.4.8. Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

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 $0.10 < \theta_k < 0.20$: 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^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.11. Vérification des effets P- Δ (x-x)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
RDC	408.0	27206.08	0.50	1652.25	0.020	Vérifiée
Etage 1	306.0	23324.63	1.00	1540.21	0.049	Vérifiée
Etage 2	306.0	19765.92	1.0	1429.67	0.045	Vérifiée
Etage 3	306.0	16281	1.00	1295.12	0.041	Vérifiée
Etage 4	306.0	12893.4	1.00	1114.58	0.038	Vérifiée
Etage 5	306.0	9556.61	1.00	911.11	0.034	Vérifiée
Etage 6	306.0	6337.52	1.00	665.56	0.031	Vérifiée
Etage 7	306.0	3184.4	0.50	441.44	0.012	Vérifiée

Tableau IV.12. Vérification des effets P- Δ (y-y)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
RDC	408.0	27206.08	1.00	1827.97	0.036	Vérifiée
Etage 1	306.0	23324.63	1.00	1664.18	0.046	Vérifiée
Etage 2	306.0	19765.92	1.00	1543.49	0.042	Vérifiée
Etage 3	306.0	16281	1.50	1397.94	0.057	Vérifiée
Etage 4	306.0	12893.4	1.00	1198.18	0.035	Vérifiée
Etage 5	306.0	9556.61	1.00	979.45	0.032	Vérifiée
Etage 6	306.0	6337.52	1.00	713.71	0.029	Vérifiée
Etage 7	306.0	3184.4	0.50	517.01	0.010	Vérifiée

IV.5. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structurale Analysis, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles causé par la présence du parking et de la galerie, le seul inconvénient est que les charges reprises par les portiques dans les derniers niveaux, sachant que la force sismique est moins importante, sont plus grande que celles reprises par les voiles dans l'interaction sous charge horizontale ceci est dû à la longueur des voiles qui se réduisent à pas plus de 2.5 m. Mais après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Etude des
éléments structuraux.

V.1. Etude des poutres :

V.1.1. Introduction:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot structural analysis, combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0,8G+E$
- $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×45).

V.1.2. Recommandations du RPA99/2003 :

V.1.2.1. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

V.1.2.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone II_a.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
 - Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.3. Calcul du ferrailage :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	S (cm ²)	Local	M (KN/m)	V (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC	PP	30x45	Appuis	156.31	174.2	6.75	11.95	6HA16 = 12.05
			Travée	145.19			10.98	6HA16 = 12.05
	PS	30x45	Appuis	130.17	122.38	6.75	9.71	3HA14+3HA16=10.64
			Travée	88.15			6.35	6HA12 = 6.77
Etage courant	PP	30x45	Appuis	146.32	261.98	6.75	11.08	6HA16 = 12.05
			Travée	154.79			11.82	6HA16 = 12.05
	PS	30x45	Appuis	148.30	144.27	6.75	11.25	6HA16 = 12.05
			Travée	106.64			7.80	3HA12+3HA14 = 8.01
Terrasse	PP	30x45	Appuis	151.46	181.12	6.75	11.79	6HA16 = 12.05
			Travée	85.48			6.15	6HA12 = 6.77
	PS	30x45	Appuis	98.04	112.50	6.75	7.12	3HA12+3HA14 = 8.01
			Travée	78.62			5.62	6HA12 = 6.77

V.1.3.1. Vérification des armatures selon le RPA 99 : (article 7.5.2.1)

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

- Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

V.1.3.2. Les armatures transversales :

- Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\varnothing \leq \min (\varnothing_1 ; h/35 ; b/10) = \min (1,2 ; 45/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \varnothing \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \varnothing = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de $\varnothing 8$ pour toutes les poutres.

- Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2)

- Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \varnothing_1) = \min (11.25\text{cm} ; 14,4\text{cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4. Vérification à l'ELU :

- Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b . d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 . f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	261.98	2.05	3.33	Vérifiée
Secondaires	144.27	1.13	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tous les poutres.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) .$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	12.05	261.98	156.31	7.53	-4.22	Vérifiée
Secondaires	12.05	144.27	148.30	4.15	-7.00	Vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS:

- Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \times y - 15d \times A_s = 0$$

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

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localis	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	Obser
Principales	Appui	-104.54	166554.53	17.39	10.92	15	Vérifiée
	Travée	68.59	166554.53	17.39	7.16	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-88.03	166554.53	17.39	9.19	15	Vérifiée
	Travée	30.84	166554.53	17.39	3.22	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

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

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

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{BAEL91 (Art B. 6.5)}$$

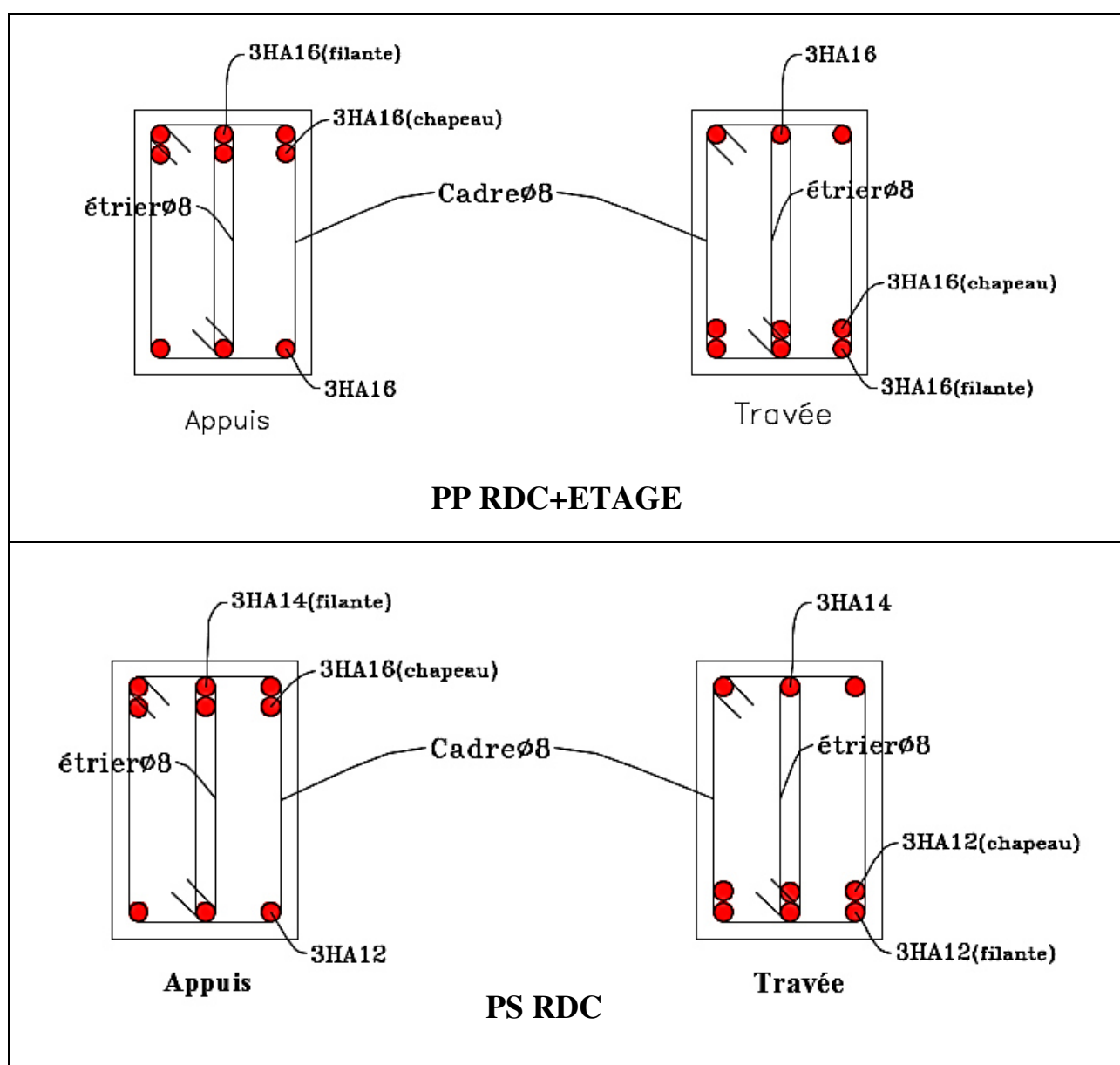
$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

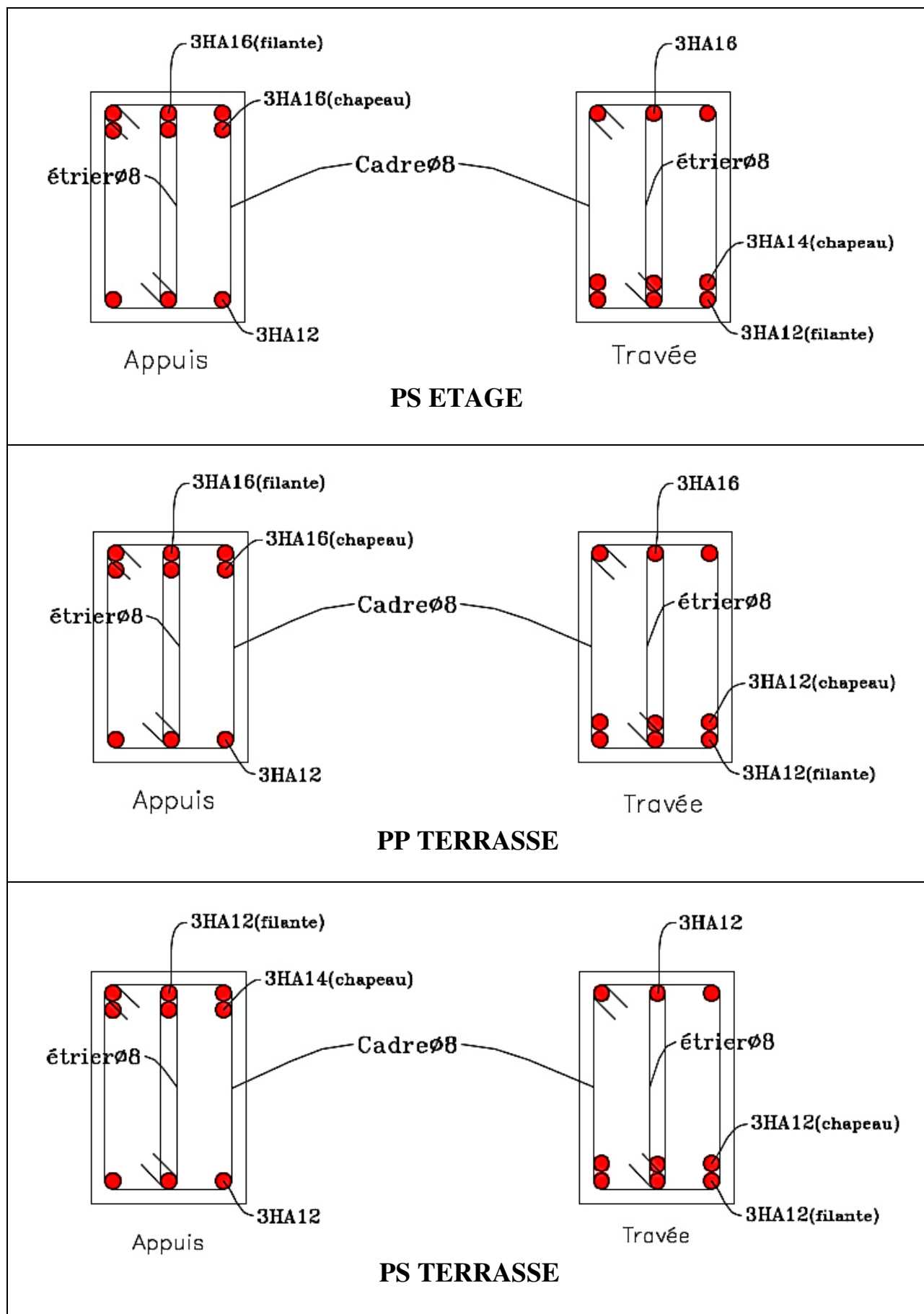
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.

Poutres	H _t (cm)	B(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$h_t/l \geq 1/16$	$h_t/L \geq M_t/(10.M_0)$	$A_s/(b_0.d) \leq 4.2/f_e$
PP	45	30	5.1	12.05	$0.088 \geq 0.06$	$0.088 \geq 0.085$	$0.0095 \leq 0.01$
PS	45	30	5.27	12.05	$0.085 \geq 0.06$	$0.085 \geq 0.085$	$0.0095 \leq 0.01$
Obs :				Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

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

Tableau V.6. Schémas de ferrailage des poutres.





V.2. Etude des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Robot structural analysis dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(1)$
- ✓ $G + Q \dots\dots\dots(2)$
- ✓ $G + Q + E \dots\dots\dots(3)$
- ✓ $G + Q - E \dots\dots\dots(4)$
- ✓ $0.8 G + E \dots\dots\dots(5)$
- ✓ $0.8 G - E \dots\dots\dots(6)$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.2. Recommandations du RPA99/2003 :

V.2.2.1. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Article 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

V.2.2.2. Ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II

- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
 - Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol, RDC et étage 1	3041.44	30.34	220.30	251.27	916.57	135.13
Etage 2 et 3	2008.20	20.48	201.17	297.12	130.10	165.71
Etage 4 et 5	1318.47	17.79	172.27	316.16	12.84	14.70
Etage 6	653.45	16.97	125.19	126.00	32.93	20.03
Etage 7	326.09	17.35	103.76	127.52	29.28	22.94
Pot (20×20)	427.45	1.18	24.55	120.47	36.55	5.96

V.2.4. Ferrailage :

- Armatures longitudinales :

Tableau V.8. Ferrailage longitudinale des poteaux.

Niveau	Sections (m)		$A' \text{ cm}^2$	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{\text{RPA}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{ad}} \text{ cm}^2$	Nombre de barres
	B	H					
Sous-sol, RDC et 1 ^{er}	0,6	0,6	0	8.08	28.8	32.17	16HA16
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	0,55	0,55	0	7.66	24.2	32.17	16HA16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	0,5	0,5	0	7.01	20	24.13	12HA16
6 ^{eme} étage	0,45	0,45	0	7.32	16.2	18.47	12HA14
7 ^{eme} étage	0,40	0,40	0	6.91	12.8	13.57	12HA12
Pot (20×20)	0.20	0.20	0	4.02	3.2	4.52	4HA12

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau ci-dessous :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Acier feE400

$$\begin{cases} \text{si } \lambda \geq 5 & \rho = 2.5 \\ \text{si } \lambda < 5 & \rho = 3.75 \end{cases}$$

Tableau V.9. Armatures transversales dans les poteaux.

Section (cm ²)	V _u (KN)	λ	h ₁ (cm)	T (cm)	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{t adop} (cm ²)	Nbr barres
60×60	322.41	3.07	60	10	5.03	4.70	6.28	8HA10
55×55	286.90	2.37	55	10	4.89	4.40	6.28	8HA10
50×50	245.28	2.61	50	10	4.60	4.00	4.71	6HA10
45×45	179.31	2.90	45	10	3.74	3.60	4.71	6HA10
40×40	135.48	3.26	40	10	3.18	2.94	4.71	6HA10
20×20	47.88	9.23	20	10	1.5	0.60	1.57	2HA10

V.2.5. Vérifications :

V.2.5.1. Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.
L'élanement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

L_f = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau V.10. : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L0 (cm)	Lf (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nd (KN)	Obs
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	60×60	369	258.3	14.895	0.82	32.17	0,3364	6026.52	3041.44	OK
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55×55	261	182.7	11.493	0.832	32.17	0,2809	5259.26	2008.2	OK
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50×50	261	182.7	12.643	0.828	24.13	0.2304	4229.69	1318.47	OK
6 ^{eme} étage	45×45	261	182.7	14.048	0.823	18.47	0,1849	3348.65	653.45	OK
7 ^{eme} étage	40×40	261	182.7	15.804	0.817	13.57	0,1444	2569.39	326.09	OK
Pot 20×20	20×20	369	258.3	31.607	0.731	4.52	0,0324	485.39	427.45	OK

V.2.5.2. Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{5} \cdot \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Sec	D	As	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc 1}	σ _{bc 2}	σ _{adm}	Obs
	cm ²	cm	cm ²	cm		m ⁴	Kn	Kn. cm	Mpa			
Sous-sol, RDC et étage 1	60×60	57.5	32.17	33.25	26.75	1401795	2209.65	8563	9,15	2.41	15	OK
Etage 2 et 3	55×55	52.5	32.17	30.94	24.06	1022654	1458.51	8818	8.34	4.16	15	OK
Etage 4 et 5	50×50	47.5	24.13	27.85	22.15	680896.6	958.31	9181	8.22	3.35	15	OK
Etage 6	45×45	42.5	18.47	24.90	20.10	439201.6	476.19	8408	7.48	-2.3	15	OK
Etage 7	40×40	37.5	13.57	21.98	18.02	268635.1	238.99	7518	7.86	-4.04	15	OK
Pot (20×20)	20×20	17.5	4.52	11.09	8.91	16594.34	310.75	618	13.03	1.51	15	OK

V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Section	L _f	λ	ρ_d	D	V _d	τ_u	τ_{adm}	Obs
	(cm ²)	(cm)			(cm)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
Sous-Sol, RDC et étage 1	60×60	258.3	4.31	0.04	57.5	322.41	0.935	1	OK
Etage 2 et 3	55×55	182.7	3.32	0.04	52.5	286.9	0.994	1	OK
Etage 4 et 5	50×50	182.7	3.65	0.04	47.5	236.28	0.995	1	OK
Etage 6	45×45	182.7	4.06	0.04	42.5	179.31	0.938	1	OK
Etage 7	40×40	182.7	4.57	0.04	37.5	135.48	0.903	1	OK
Pot 20×20	20×20	258.3	12.92	0.075	17.5	47.88	1.368	1.875	OK

V.2.5.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d’armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

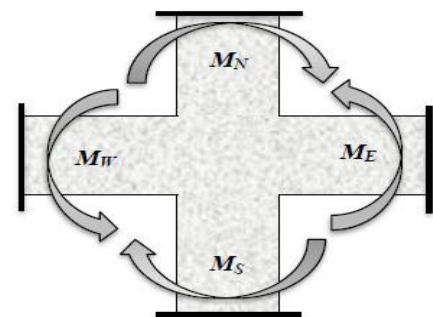


Figure V.1. Schéma de la zone nodale.

$$MR = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec: $Z = 0.9 \times h$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-Sol, RDC et étage 1	60×60	0,540	32.17	604.54
Etage 2 et 3	55×55	0,495	32.17	554.16
Etage 4 et 5	50×50	0,450	24.13	377.88
Etage 6	45×45	0.405	18.47	260.32
Etage 7	40×40	0.36	13.57	170

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	PP	30×45	0.405	12.05	169.83
	PS			10.64	149.96
Etage courant	PP	30×45	0.405	11.08	156.16
	PS			11.25	158.56
Terrasse	PP	30×45	0.405	11.79	166.17
	PS			7.12	100.35

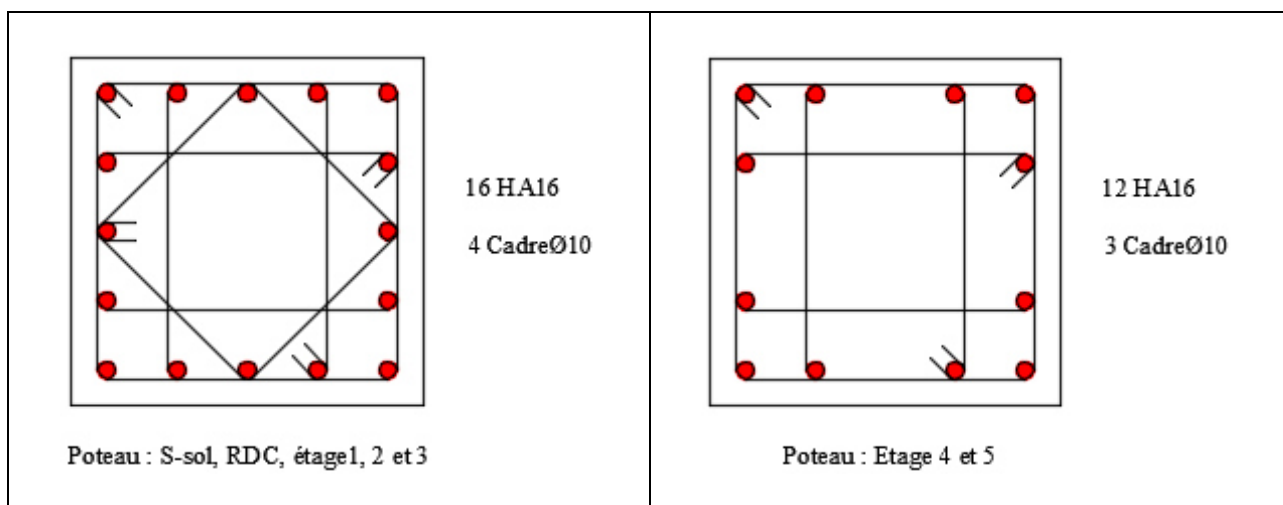
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.

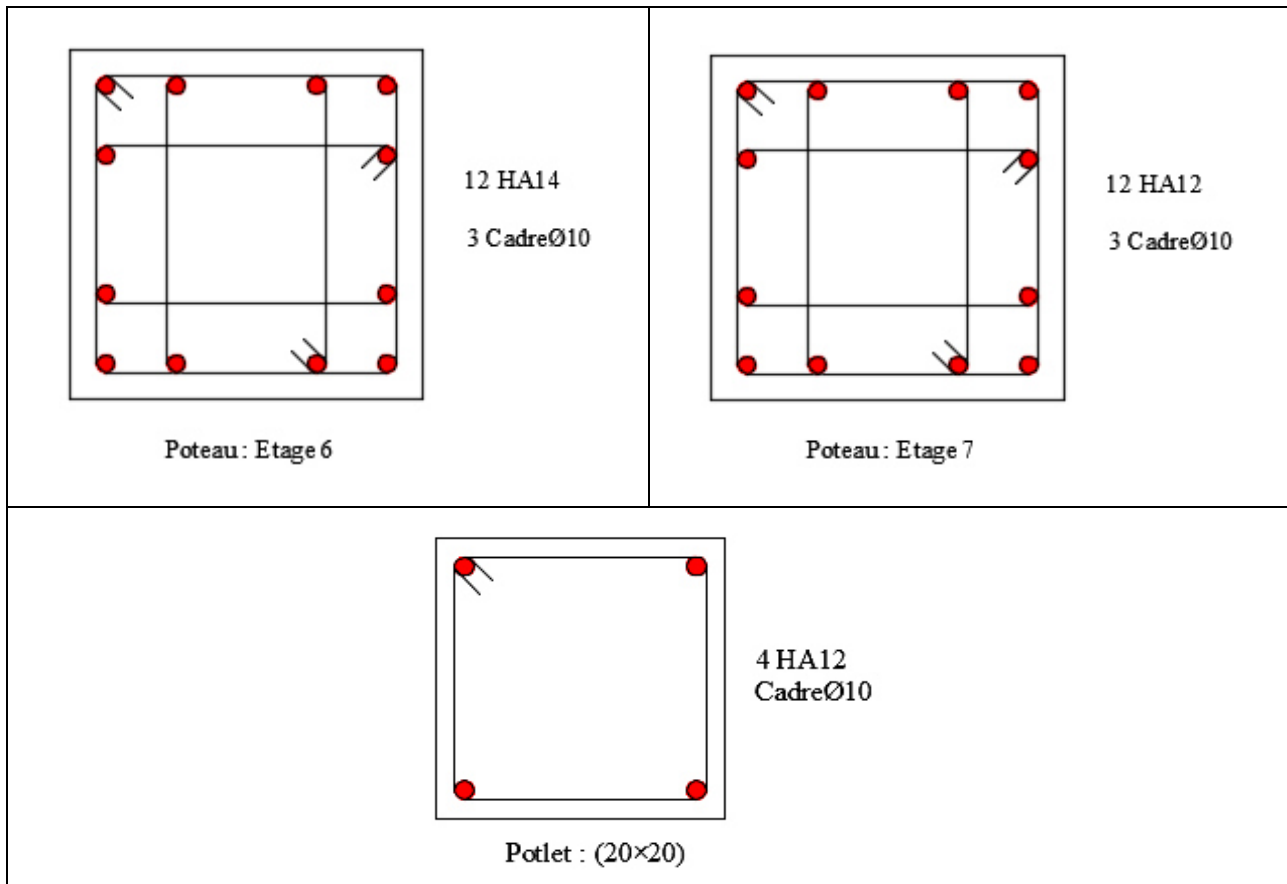
Niveau	Ms	Mn	Mn+Ms	Mw=Me	1,25 (Mw+Me)	Observation
RDC	604.64	604.64	1209.28	169.83	424.58	Vérifiée
Etage 1	604.64	604.64	1209.28	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 2	604.64	554.16	1158.8	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 3	554.16	554.16	1108.32	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 4	554.16	377.88	932.04	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 5	377.88	377.88	755.76	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 6	377.88	260.32	638.2	156.16	390.4	Vérifiée
Etage 7	260.32	170	430.32	156.16	390.4	Vérifiée

➤ Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau V.16. Schémas de ferrailage des poteaux.





V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction:

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA :

➤ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement : $s_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}, \begin{cases} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{cases} \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

➤ Règles communes :

$$A_{\min} \begin{cases} 0.15\% (L \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.17. Résultats du ferrillage du voile Vy2.19.

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	(0.2×1.89)	(0.15×1.89)	(0.15×1.89)	(0.15×1.89)	(0.15×1.89)	(0.15×1.89)
M (KN.m)	1172.51	157.4	135.76	111.47	99.35	98.14
N (KN)	2788.83	1155.26	830	504.27	270.97	132.66
V (KN)	349.26	83.24	61.62	34.88	32.98	67.42
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	1.329	0.422	0.308	0.172	0.161	0.324
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.888	0.536	0.467	0.307	0.105	0.723
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	13	0	0	0	0	0.226
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	3.55	1.61	1.40	0.92	0.31	2.17
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.229	1.226	1.472	1.989	2.633	0.816
$A_v^{Min} Z_{globale}$	5.67	4.25	4.31	4.36	4.42	4.48
A_v^{Ad}	24HA12	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1.66	0.40	0.29	0.16	0.15	0.30
A_h^{min}	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{ado}	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile Vy2.1.

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	(0.2×1.8)	(0.15×1.8)	(0.15×1.825)	(0.15×1.85)	(0.15×1.875)	(0.15×1.9)
M (KN.m)	1085.16	142.5	129.4	120.76	113.12	89.68
N (KN)	378.87	819.92	915.13	304.03	206.57	105.7
V (KN)	281.37	65.56	90.78	72.02	46.67	41.62
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	1.125	0.350	0.477	0.373	0.239	0.210
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.685	0.379	0.488	0.207	0.646	0.772
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	12.065	0	0	0	0.128	0.519
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	2.74	1.14	1.46	0.62	1.94	2.32
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.860	1.563	1.274	2.154	0.875	0.534
$A_v^{Min} Z_{globale}$	5.4	4.05	4.11	4.16	4.22	4.27
A_v^{Ad}	24HA12	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1.41	0.33	0.45	0.35	0.22	0.20
A_h^{min}	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{ado}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19. Résultats du ferrailage du voile Vx2.47.

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	(0.2×2.17)	(0.15×2.17)	(0.15×2.2)	(0.15×2.22)	(0.15×2.25)	(0.15×2.27)
M (KN.m)	1481.79	237.64	216.55	173.52	154.56	126.58
N (KN)	196.2	1055.4	964.71	503.4	251.25	135.9
V (KN)	441.42	163.01	175.22	140.29	89.93	65.6
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	1.458	0.718	0.762	0.603	0.382	0.276
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	1.033	0.410	0.424	0.076	0.440	0.851
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	16.09	0	0	0	0	0.35
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	4.13	1.23	1.27	0.23	1.32	2.55
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.208	2.026	2.020	3.102	2.048	0.851
$A_v^{Min} Z_{globale}$	6.51	4.88	4.94	4.99	5.05	5.11
A_v^{Ad}	20HA12+8HA14	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1.82	0.67	0.71	0.57	0.36	0.26
A_h^{min}	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{ado}	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Résultats du ferrailage du voile Vx2.2.

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	(0.2×1.9)	(0.15×1.9)	(0.15×1.925)	(0.15×1.95)	(0.15×1.975)	(0.15×2)
M (KN.m)	947.91	257.7	189.11	114.93	104.1	92.55
N (KN)	2105.58	1063	920.29	557.57	201.01	97.74
V (KN)	217.52	89.38	93.83	73.92	47.42	56.29
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	0.823	0.451	0.467	0.363	0.230	0.269
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.868	0.750	0.856	0.918	0.595	0.797
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	10.08	0	0	0	0	0.45
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	3.47	2.25	2.57	2.76	1.79	2.39
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.328	0.601	0.319	0.170	1.178	0.610
$A_v^{Min} Z_{globale}$	5.7	4.27	4.33	4.39	4.44	4.5
A_v^{Ad}	26HA10	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1.03	0.42	0.44	0.34	0.22	0.25
A_h^{min}	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{ado}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

V.3.4. Schéma de ferrailage :

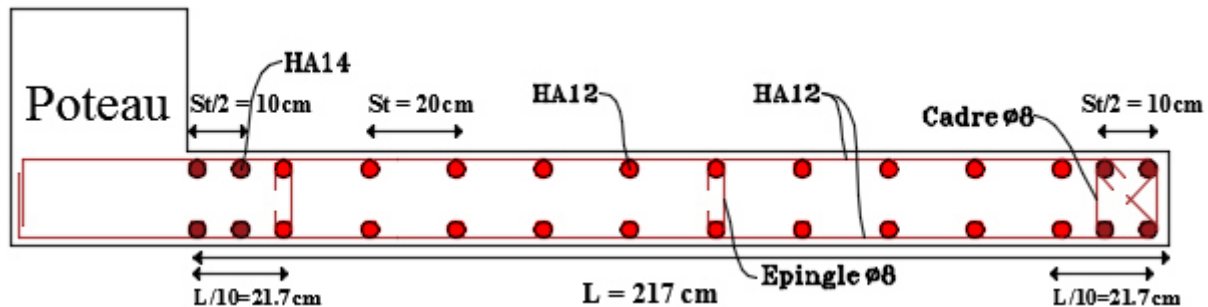


Figure V.2. Exemple de ferrailage du voile Vx2.47 du sous-sol.

V.4. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Chapitre VI

fondations Etude des

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'économie et la facilité de réalisation.
- L'uniformité en plan du sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma = 1.8 \text{ bars}$.

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G+Q\pm E$
- ✓ $0.8\times G\pm E$

VI.3. Etude des fondations :

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement des semelles isolées et filantes. Donc on opte alors pour un radier

VI.3.1. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.3.1.1. Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

- h_t : hauteur des nervures.
- h_r : hauteur de la dalle.
- L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.72m$)

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{572}{20} = 28.6 \text{ cm.} \quad \text{on opte } h_r = 40 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{572}{10} = 57.2 \text{ cm.} \quad \text{on opte } h_t = 65 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

- E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- I : inertie de la section du radier.
- K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.
- b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 86.95 \text{ cm}$$

Donc : $h = 90 \text{ cm}$.

➤ La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- Calcul du Poids :

$$N_{ser} = 41345.66 \text{ KN (Poids total transmis par la superstructure).}$$

$$P_{rad} = 0.4 \times 435.525 \times 25 = 4355.25 \text{ KN (Poids du radier)}$$

$$P_{ner} = 0.6 \times 0.9 \times 229.15 \times 25 = 3093.525 \text{ KN (Poids des nervures)}$$

Vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de formes adéquates (triangle, polygone, rectangle...).

$$S_{bat} = 435.525 \text{ m}^2$$

$$N_{ser} = 41345.66 + 4355.25 + 3093.525 = 48794.435 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{48794.435}{180} = 271.08 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} < S_{bat} \text{ On n'a pas besoin de débord}$$

$$\text{Donc on prend } S_{rad} = S_{bat} = 435.525 \text{ m}^2$$

➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

Nd : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{56721.09 \times 5.72}{2 \times 435.525} \times 1 = 372.48KN$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.319m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- h_t = 90 cm pour les nervures du radier.
- h_r = 40 cm pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 435.525m^2$

VI.3.1.2. Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (A.5.2,42).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm², le périmètre d’impact U_c est donné par la formule suivante : U_c = 2× (A+B)

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.9 = 1.5 \\ B = b + h = 0.60 + 0.9 = 1.5 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (1.5 + 1.5) = 6 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.98867 MN < 0.045 \times 6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.05 MN \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

N : L'effort normal due aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

$$M_X = 13192.38 \text{ KN.m}, \quad M_Y = 25977.76 \text{ KN.m.}$$

$$N = 48794.435 \text{ KN.}$$

D'après le programme **GEOSEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 30513.66 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 7.63 \text{ m.}$$

$$I_Y = 7747.63 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 14.44 \text{ m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{48.794435}{435.525} + \frac{25.97776 \times 7.63}{7747.63} = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.794435}{435.525} - \frac{25.97776 \times 7.63}{7747.63} = 0.086 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.138 + 0.086}{4} = 0.125 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Sens yy :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X \cdot Y_G}{I_X}$$

$$\sigma_1 = \frac{48.794435}{435.525} + \frac{13.19238 \times 14.44}{30513.66} = 0.118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.794435}{435.525} - \frac{13.19238 \times 14.44}{30513.66} = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.118 + 0.106}{4} = 0.115 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 435.525 \text{ m}$ (surface du radier).

$H = 4.14 \text{ m}$ (hauteurs de la partie encrée du bâtiment).

$N = 48794.435 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 4.14 \times 435.525 = 20735.35 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens } x_x : e = \frac{13192.38}{48794.435} = 0.27 \text{ m} < \frac{13.55}{4} = 3.39 \text{ m}$$

$$\text{sens } y_y : e = \frac{25977.76}{48794.435} = 0.532 \text{ m} < \frac{24.62}{4} = 6.155 \text{ m}$$

VI.3.1.3. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.05}{5.12} = 0.986 > 0.4 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{56721.09}{435.525} = 130.24 \text{ KN / ml.}$$

- Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0384 \times 130.24 \times 5.05^2 = 127.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.9545 \times 127.54 = 121.74 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x$$

➤ Ferrailage :

La section à ferrailer est $1 \times 0.4 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier.

	Sens	M (KN.m/ml)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ² /m)	Choix/m	St (cm)
Travée	Lx	108.41	9.20	6.44	9.24	6HA14	15
	Ly	103.48	8.76	5.65	9.24	6HA14	15
Appuis		-63.77	5.33	6.44	6.79	6HA12	15

➤ Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.986)}{2} \times 100 \times 40 = 3.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 3.22 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{min} = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a $St_y = St_x = 15 \text{ cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 168.95 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 162.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{168.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.48 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

➤ Vérification à l'ELS :

$$N = 48794.435 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.986 \begin{cases} U_x = 0.0457 \\ U_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{48794.435}{435.525} = 112.03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0457 \times 112.03 \times (5.05)^2 = 130.57 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times Q_s \times l_y^2 = 126.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{t\ ser}^x = 0.85 \times M_{0\ ser}^x = 0.85 \times 130.57 = 110.98 \text{ KN.m} \\ M_{t\ ser}^y = 0.85 \times M_{0\ ser}^y = 0.85 \times 126.57 = 107.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -65.28 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \leq 15 \text{ MPA}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	X-X	110.98	8.56	117799	8.06	373.63
	Y-Y	107.59	8.56	117799	7.82	362.22
Appui		-65.28	7.48	91086.4	5.36	295.78

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc recalculée à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta_1 = \frac{110.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35^2 \times 201,63} = 4,49 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : α₁ = 0.32 , α₂ = 0.31 et α₃ = 0.25

$$A_{st1} = 17.6 \text{ cm}^2, A_{st2} = 17 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{st3} = 10.09 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.

Localisation		Choix/(m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	X-X	6HA20	18.84	11.52	206761.11	6.18	189.04	15
	Y-Y	6HA20	18.84	11.52	206761.11	6.00	183.27	15
Appui		6HA16	12.05	9.58	146103.62	4.28	170.33	15

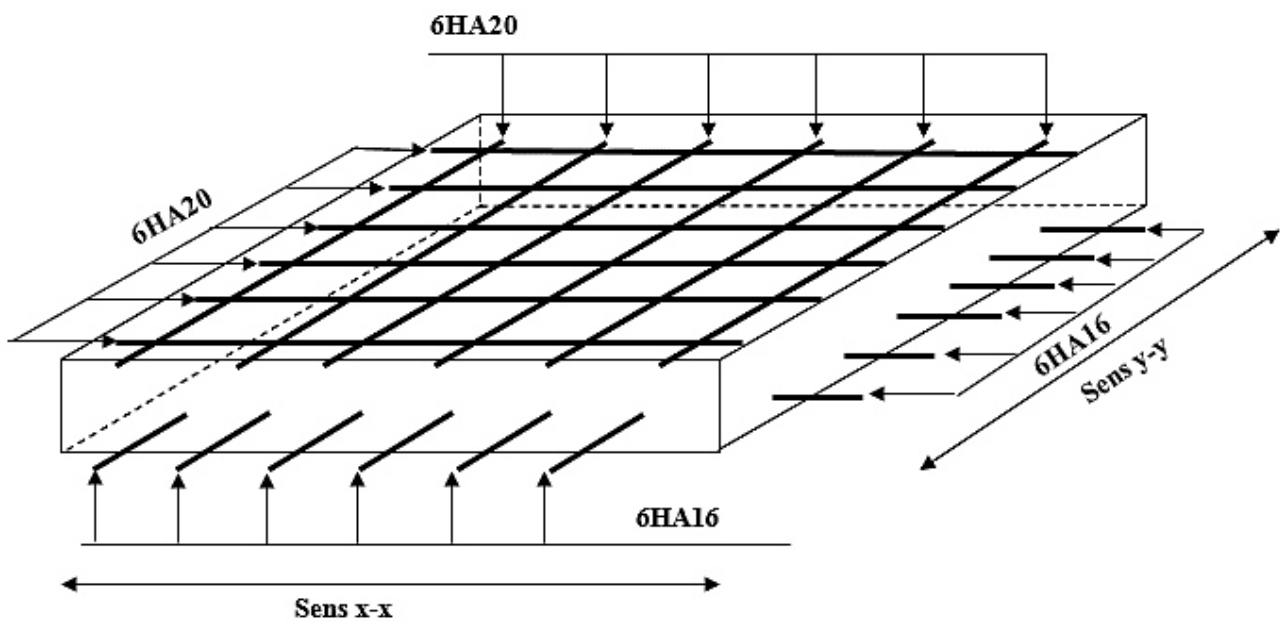


Figure VI.1. Schéma de ferrailage du radier.

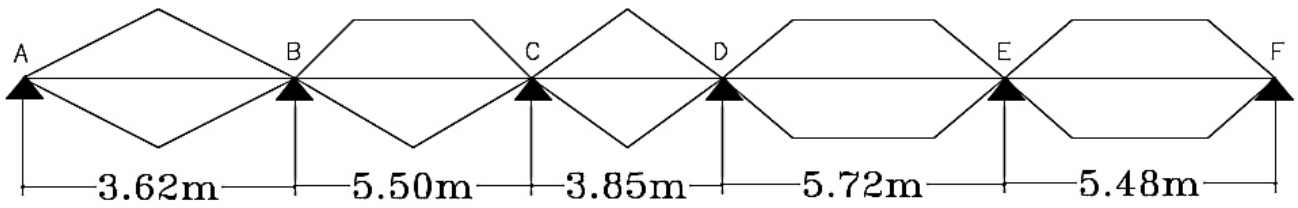
VI.3.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

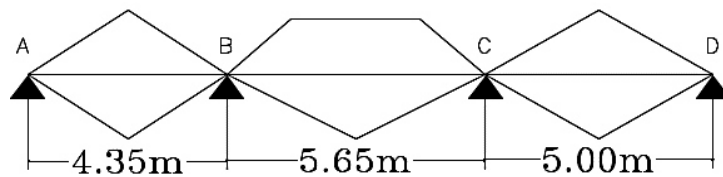
- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

$Q_u = 130.24 \text{ KN/ml}$. Et $Q_s = 112.03 \text{ KN/m}^2$



Sens Y-Y



Sens X-X

VI.3.2.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

- Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moments en travée :

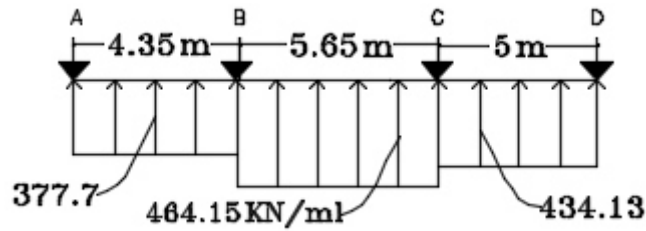
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

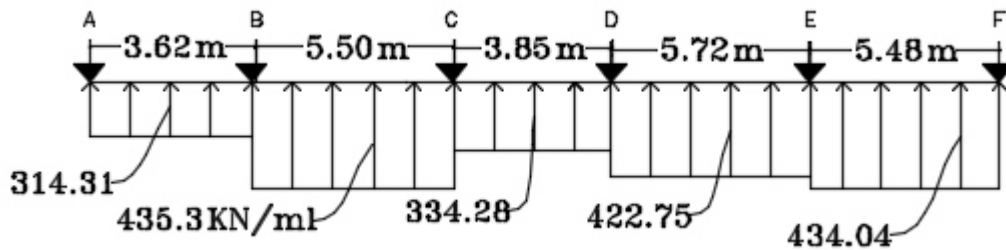
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ Les schémas équivalents :



Sens X-X



Sens Y-Y

On a : $Q_u = 130.24 \text{ KN / ml}$.

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.62	3.62	314.31	0	-762.66	1.14	204.13
B-C	5.50	4.40	435.3	-762.66	-736.83	2.76	896.26
C-D	3.85	3.08	334.28	-736.83	-772.56	1.90	-135.21
D-E	5.72	4.576	422.75	-772.56	-1309.57	2.64	698.32
E-F	5.48	5.48	434.04	-1309.57	0	3.29	1040.3

Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1040.3	-1309.57
Effort tranchant (KN)	1139.88	

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.35	4.35	377.7	0	-980.86	1.58	470.26
B-C	5.65	4.52	464.15	-980.86	-1200.30	2.74	763.15
C-D	5	5	434.13	-1200.30	0	3.05	822.88

Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	822.88	-1200.30
Effort tranchant (KN)	1054.06	

VI.3.2.2. Ferrailage :

Sens x-x :

$$h_t = 0.9 \text{ m}, h_r = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{375}{10}; \frac{500}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(37.5; 250)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 135 \text{ cm}$$

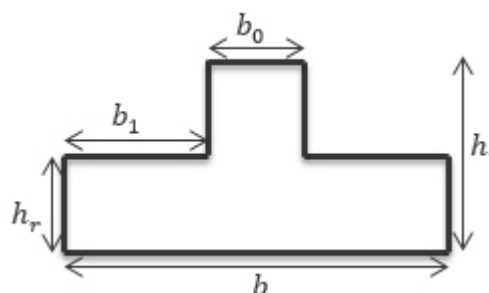


Figure VI.2. Section de la nervure à ferrailer.

Sens y-y :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{302}{10}; \frac{440}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(30.2; 220)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 30.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 120.4 \text{ cm}$$

Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)	A _{ado} (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	822.88	28.70	13.86	6HA20+6HA16	30.9
	Appui	-1200.30	45.57	6.16	6HA25+6HA20	48.3
Sens Y-Y	Travée	1040.30	36.79	12.36	12HA20	37.68
	Appui	-1309.57	50.37	6.16	8HA25+4HA20	51.84

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right] = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes :

On a : $Q_s = 112.03 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	707.82	6.41	293.64
	Appui	-1032.48	13.47	291.25
Sens Y-Y	Travée	638.97	5.76	220.18
	Appui	-952.18	12.15	251.31

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on va augmenter la section de ferrailage.

Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.

Localisation		Choix / m	A_{ado} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	6HA25+6HA20	48.3	5.41	191.41
	Appui	6HA32+6HA25	77.71	11.71	186.46
Sens Y-Y	Travée	6HA25+6HA20	48.3	5.25	173.71
	Appui	6HA32+6HA25	77.71	10.80	171.96

➤ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] \leq 25 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ Espacements des aciers transversaux :

$$A_t = 6 HA10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 78.5\text{cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = 52.33\text{cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ Les armatures de peau : (Article 7.7.3.3.c)

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 10.8 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm²**

• Schémas de ferrailages :

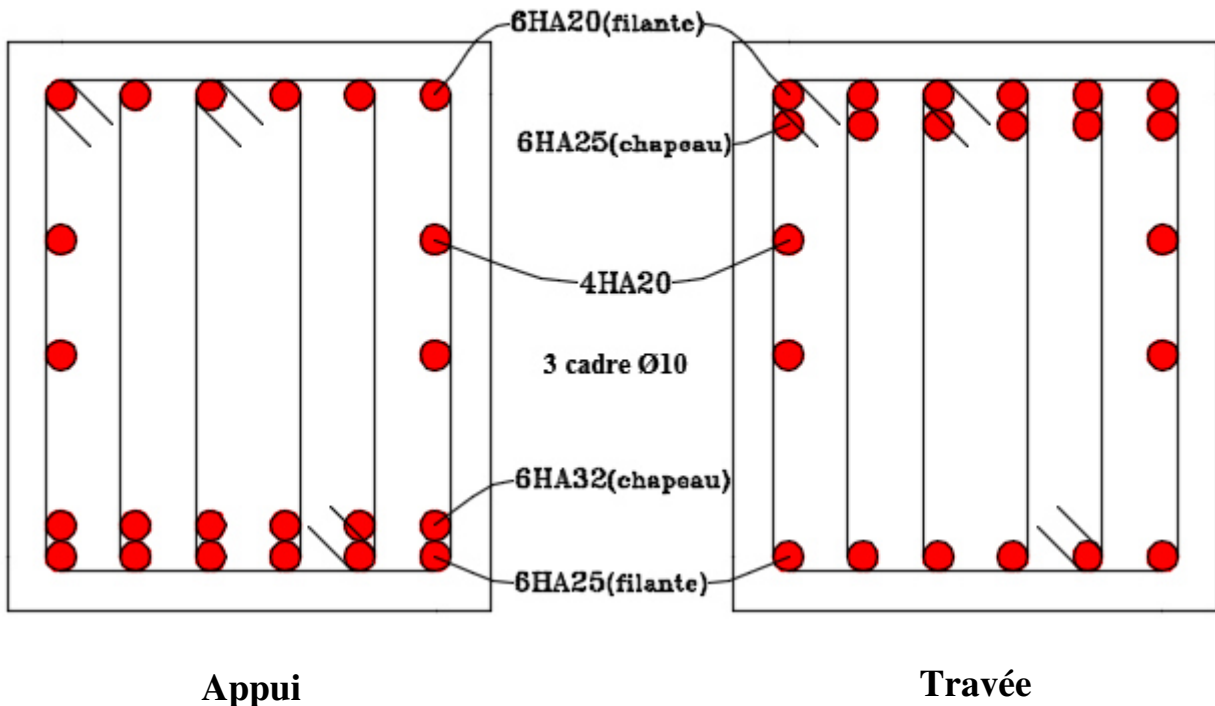


Figure VI.3. Schémas de ferrailages des nervures selon les deux sens.

VI.4. Voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2. Dimensionnement des voiles périphériques :

VI.4.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.6 \text{ KN}/\text{m}^3$.

Angle de frottement : $\phi = 15^\circ$

La cohésion : $C = 0.1 \text{ bars}$

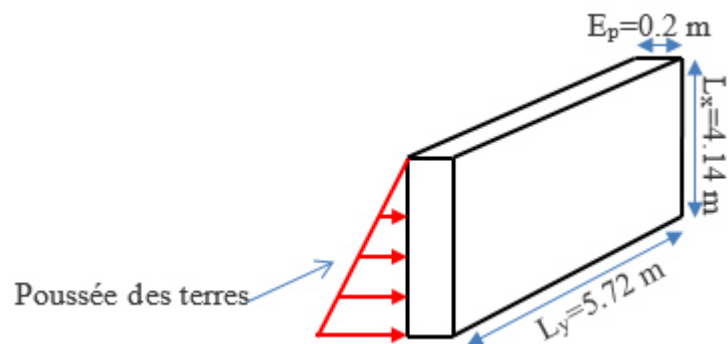


Figure VI.4. Dimensionnement du voile.

VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

➤ Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 20.6 \times 4.14 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 10 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$G = 34.87 \text{ KN}/\text{m}^2$$

➤ La surcharge accidentelle:

$$\text{On a : } q = 10 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$Q = q \times \left[\tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 \left[\tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) - \frac{2 \times 10}{20.6 \times 4.14} \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) \right]$$

$$Q = 4.09 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique:

VI.4.5.1. Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :

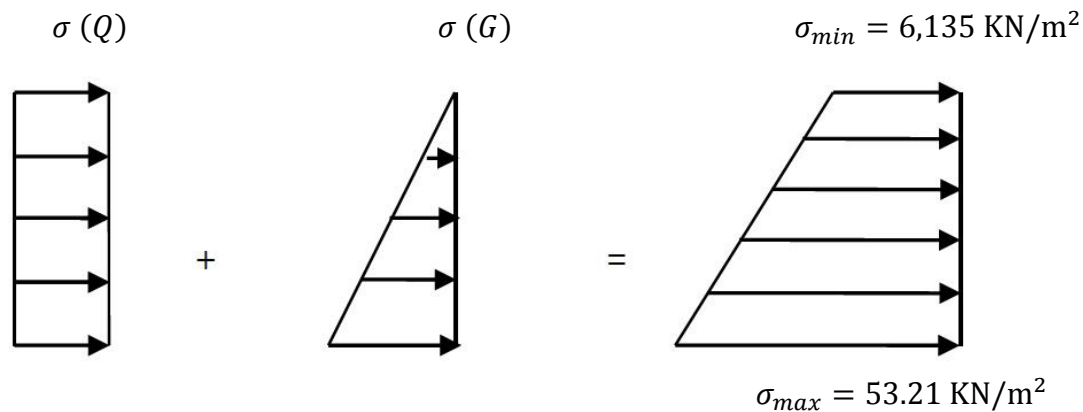


Figure VI.5. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 6.135 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 53.21 \text{ KN/m}^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 41.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 4.14\text{m} \\ l_y = 5.72\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique.

Sens	μ	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
X-X	0.0658	46.73	39.72	-23.36
Y-Y	0.4624	21.61	18.37	-9.18

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$condition exigée par le RPA.

Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée x-x	39.72	0.097	0.13	0.95	7.07	2	5HA14=7.70
Travée y-y	18.37	0.045	0.06	0.98	3.18	2	5HA10=3.93
Appui	23.36	0.057	0.07	0.97	4.07	2	5HA12=5.65

VI.4.5.2. L'espacement :

$$S_t \leq \min (2 \times h, 25\text{cm})$$

Travée : $S_t = 20\text{cm}$.

Appui : $S_t = 20\text{cm}$.

VI.4.5.3. Vérification :

➤ A l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 67.31 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 25.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.396 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

➤ A L'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 4.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 38.96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.24 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

Sens	μ	M_0 (cm ²)	M_t (cm ²)	M_a (cm ²)
X-X	0.0719	37.26	31.67	-18.63
Y-Y	0.6063	22.59	19.20	-11.29

- Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPA.}$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	X-X	31.67	20768.97	5.22	7.95	269.51
	Y-Y	19.20	12093.40	3.93	6.23	311.35
Appui		18.63	16275.60	4.59	5.25	213.13

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition non vérifié, on va redimensionner la section d'acier.

Tableau VI.15. Ferrailage et vérification du voile périphérique.

Localisation		Choix / m	A_{ado} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	X-X	7HA14	10.78	7.07	195.73
	Y-Y	7HA12	7.90	4.78	159.45
Appui		4HA14	6.16	7.04	200.99

- Schéma de ferrailage :

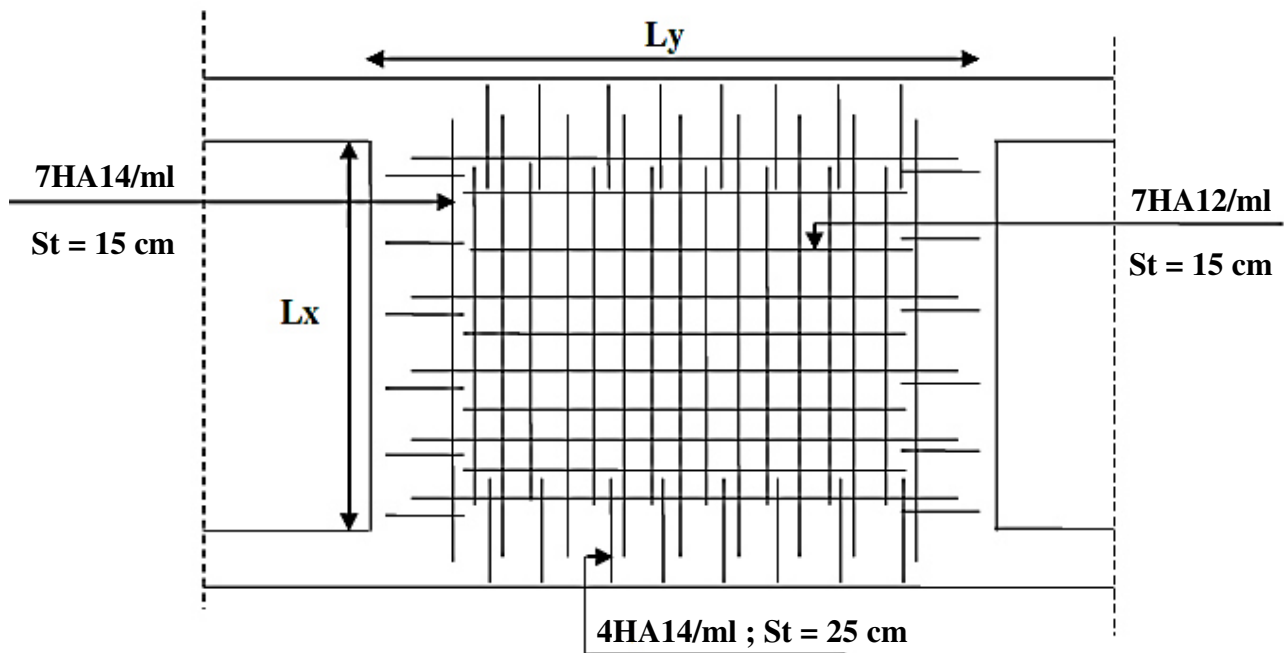


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.5. Conclusion :

L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons optés pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Table des matières

Chapitre I Généralités

I.1.	Introduction :	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage :	1
I.3.	Données de site :	1
I.4.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.5.	Les règlements et les normes utilisés :	1
I.6.	Description structurale :	2
I.7.	Caractéristiques mécanique des matériaux :	2
I.7.1.	Le béton :	2
I.7.2.	Résistance et caractéristique de L'acier :	4
I.8.	Les actions et sollicitations :	5
I.8.1.	Actions :	5
I.8.2.	Sollicitations :	6
I.8.3.	Différentes combinaisons d'action données par le RPA :	6
I.9.	Conclusion :	6

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1.	Introduction :	7
II.2.	Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	7
II.2.1.	Les planchers :	7
II.2.2.	Les escaliers :	13
II.2.3.	L'ascenseur :	18
II.2.4.	L'acrotère:	19
II.3.	Pré dimensionnement des éléments structuraux :	19
II.3.1.	Les voiles :	19
II.3.2.	Les poutres :	20
II.3.3.	Les poteaux :	21
II.3.4.	Descente charge :	22
II.3.5.	Vérification du poteau :	27
II.4.	Conclusion :	29

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1.	Introduction :	30
III.2.	Etude des planchers :	30

III.2.1.	Disposition des poutrelles :	30
III.2.2.	Méthode de calcul des poutrelles :	31
III.2.3.	Conditions d'application de La méthode forfaitaire :	31
III.2.4.	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	34
III.2.5.	Calcul des sollicitations :	34
III.2.6.	Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:	36
III.2.7.	Ferraillage des poutrelles:	39
III.2.8.	Etude de la dalle de compression:	48
III.3.	Etudes des dalles pleines :	49
III.3.1.	Dalle sur deux appuis:	49
III.3.2.	Dalle sur 03 appuis :	53
III.4.	Etude des escaliers :	56
III.4.1.	Escalier à deux volées :	56
III.4.2.	Escalier à trois volées :	59
III.5.	Etude de la poutre brisée :	64
III.6.	Etude de la poutre palière :	69
III.7.	Etude de l'acrotère:	73
III.8.	Etude de l'ascenseur:	77
III.8.1.	Définition:	77
III.8.2.	Etude de la dalle de l'ascenseur :	78
III.8.3.	Schéma de ferraillage :	84
III.9.	Poutre de chaînage :	84
III.10.	Conclusion :	87

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1.	Introduction :	88
IV.2.	Objectifs et exigences :	88
IV.3.	Méthodes de calcul :	88
IV.3.1.	Méthode statique équivalente:	88
IV.3.2.	Méthode dynamique modale spectrale :	91
IV.4.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:	91
IV.4.1.	Disposition des voiles de contreventement:	91
IV.4.2.	Mode de vibration et taux de participation des masses :	92
IV.4.3.	Analyse du comportement de la structure :	93
IV.4.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques :	93
IV.4.5.	Justification de l'interaction voile-portique :	94
IV.4.6.	Vérification de l'effort normal réduit :	96

IV.4.7.	Vérification des déplacements:	96
IV.4.8.	Vérification de l'effet P-Delta:	98
IV.5.	Conclusion :	99

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1.	Etude des poutres :	100
V.1.1.	Introduction:	100
V.1.2.	Recommandations du RPA99/2003 :	100
V.1.3.	Calcul du ferrailage :	102
V.1.4.	Vérification à l'ELU :	103
V.1.5.	Vérification à l'ELS:	104
V.2.	Etude des poteaux :	107
V.2.1.	Introduction :	107
V.2.2.	Recommandations du RPA99/2003 :	107
V.2.3.	Les sollicitations dans les poteaux :	109
V.2.4.	Ferrailage :	109
V.2.5.	Vérifications :	110
V.3.	Étude des voiles :	116
V.3.1.	Introduction:	116
V.3.2.	Recommandations du RPA :	117
V.3.3.	Ferrailage :	118
V.3.4.	Schéma de ferrailage :	123
V.4.	Conclusion :	123

Chapitre VI Etude des fondations 123

VI.1.	Introduction :	124
VI.2.	Choix du type de fondations :	124
VI.3.	Etude des fondations :	124
VI.3.1.	Radier général :	124
VI.3.2.	Ferrailage des nervures :	132
VI.4.	Voile périphérique :	138
VI.4.1.	Introduction :	138
VI.4.2.	Dimensionnement des voiles périphériques :	138
VI.4.3.	Caractéristiques du sol :	138
VI.4.4.	Evaluation des charges et surcharges:	138
VI.4.5.	Ferrailage du voile périphérique:	139
VI.5.	Conclusion :	142

Liste des figures

Figure II.1. Plancher à corps creux.	8
Figure II.2. Plan de l'étage courant.....	8
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.....	8
Figure II.4. Panneau de dalle D1.....	9
Figure II.5. Panneau de dalle D2.....	10
Figure II.6. Panneau de dalle D3.....	10
Figure II.7. Schéma d'un escalier.	13
Figure II.8. Schéma de l'escalier à deux volées.....	14
Figure II.9. Escalier à trois volées.....	15
Figure II.10. Schéma statique de la première et la troisième volée.	16
Figure II.11. Schéma statique de la deuxième volée.....	17
Figure II.12. Schéma de l'ascenseur.	18
Figure II.13. Schéma de l'acrotère.....	19
Figure II.14. Surface afférente du poteau P1.	23
Figure II.15. Surface afférente du poteau P2 (RDC+ étages courants).....	23
Figure II.16. Surface afférente du poteau P2 (terrasse).	23
Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles du plancher RDC.	30
Figure III.2. Schéma de disposition des poutrelles des planchers étage courant et terrasse.	30
Figure III.3. Evaluation des efforts tranchants.....	33
Figure III.4. Schéma de la poutrelle de Type 3.....	34
Figure III.5. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant.	47
Figure III.6. Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse.....	47
Figure III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles du RDC.	48
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	48
Figure III.9. Dalle sur deux appuis.	49
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	53
Figure III.11. Schéma statique de la dalle sur 3 appuis.	53
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	56
Figure III.13. Schéma statique de l'escalier à deux volées.....	57
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.	59
Figure III.15. Schéma de l'escalier à trois volées.	59
Figure III.16. Schéma statique de la partie AD = GJ.....	60

Figure III.17. Schéma de ferrailage de la partie AD et GJ.	62
Figure III.18. Schéma statique de la partie EF.....	62
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la partie EF.	64
Figure III.20. Schéma statique de la poutre brisée.....	64
Figure III.21. Les moments de torsion agissants sur la poutre brisée.	66
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	69
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	72
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	77
Figure III.25. Schéma de l'ascenseur.....	77
Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'ascenseur.....	84
Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	87
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	92
Figure IV.2. Les trois premiers modes de déformation.	93
Figure V.1. Schéma de la zone nodale.....	113
Figure V.2. Exemple de ferrailage du voile Vx2.47 du sous-sol.....	123
Figure VI.1. Schéma de ferrailage du radier.....	132
Figure VI.2. Section de la nervure à ferrailer.	135
Figure VI.3. Schémas de ferrailages des nervures selon les deux sens.	137
Figure VI.4. Dimensionnement du voile.....	138
Figure VI.5. Répartition des contraintes sur le voile.	139
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	142

Liste des tableaux

Tableau II.1. Récapitulatif des différentes épaisseurs.....	10
Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.....	11
Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.....	12
Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.....	12
Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharges du palier.....	17
Tableau II.7. Evaluation des charges et surcharges des volées.....	17
Tableau II.8. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.....	18
Tableau II.9. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	19
Tableau II.10. Evaluation des poids propre des poteaux.....	22
Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P1.....	24
Tableau II.12. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P2.....	24
Tableau II.13. Descente de charge du poteau P1.....	25
Tableau II.14. Descente de charge du poteau P2.....	26
Tableau II.15. Vérification des poteaux à la compression simple.....	27
Tableau II.16. Vérification des poteaux au flambement.....	28
Tableau II.17. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.....	29
Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles.....	31
Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	34
Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 1.....	36
Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2.....	36
Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3.....	36
Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 4.....	37
Tableau III.7. Sollicitations de la poutrelle type 5.....	37
Tableau III.8. Sollicitations de la poutrelle type 6.....	37
Tableau III.9. Sollicitations de la poutrelle type 7.....	37
Tableau III.10. Sollicitations de la poutrelle type 8.....	38
Tableau III.11. Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.....	38
Tableau III.12. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	38
Tableau III.13. Résumé des ferrillages des poutrelles après vérification des flèches.....	47
Tableau III.14. Ferrillage de dalle sur deux appuis.....	50
Tableau III.15. Vérification des contraintes de compression du béton.....	55

Tableau III.16. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.	56
Tableau III.17. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS	57
Tableau III.18. Ferrailage à l'ELU :	57
Tableau III.19. Vérification de l'état limite de compression du béton.	58
Tableau III.20. Combinaison de charges de la partie AD = GJ.	59
Tableau III.21. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS	60
Tableau III.22. Ferrailage à l'ELU :	60
Tableau III.23. Vérification de l'état limite de compression du béton.	61
Tableau III.24. Combinaison de charges de la partie EF.	62
Tableau III.25. Ferrailage à l'ELU :	62
Tableau III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton.	63
Tableau III.27. Les sollicitations à l'ELU.....	65
Tableau III.28. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis :	65
Tableau III.29. Calcul à l'ELS :	67
Tableau III.30. Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.	70
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	70
Tableau III.32. Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion et à la torsion.	71
Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression de béton.	72
Tableau III.34. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.	73
Tableau III.35. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.	73
Tableau III.36. Evaluation des charges et surcharges :	78
Tableau III.37. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
Tableau III.38. Vérification de la section d'acier.	79
Tableau III.39. Vérification de l'effort tranchant	79
Tableau III.40. Calcul des ferrailages.	82
Tableau III.41. Vérification de la section d'acier.	82
Tableau III.42. Vérification de l'état limite de compression du béton.	83
Tableau III.43. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	85
Tableau III.44. Vérification de l'état limite de compression du béton.	86
Tableau III.45. Vérification de la flèche.	86
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	89
Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	92
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :	93
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres.	94

Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales.	94
Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).....	95
Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y).....	95
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.	96
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs (x-x).....	97
Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs (y-y).....	97
Tableau IV.11. Vérification des effets P- Δ (x-x).....	98
Tableau IV.12. Vérification des effets P- Δ (y-y).....	99
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	102
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.	103
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	104
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.	104
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	105
Tableau V.6. Schémas de ferrailage des poutres.	105
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux.	109
Tableau V.8. Ferrailage longitudinale des poteaux.	109
Tableau V.9. Armatures transversales dans les poteaux.....	110
Tableau V.10. : Vérification du flambement pour les poteaux.....	111
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	112
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	113
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux.	114
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poutres.	114
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.....	115
Tableau V.16. Schémas de ferrailage des poteaux.	115
Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile Vy2.19.....	119
Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile Vy2.1.....	120
Tableau V.19. Résultats du ferrailage du voile Vx2.47.....	121
Tableau V.20. Résultats du ferrailage du voile Vx2.2.....	122
Tableau VI.1. Section des armatures du radier.	129
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	131
Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.	132
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y).....	134
Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y)	134
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X).....	135
Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X)	135

Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures	135
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures	136
Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.....	136
Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique.....	140
Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.....	140
Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.....	141
Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.....	141
Tableau VI.15. Ferrailage et vérification du voile périphérique.....	141



Conclusion Générale

Conclusion générale

L'élaboration de ce présent travail nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, mais surtout d'approfondir nos connaissances et d'acquérir une expérience dans le domaine du Génie civil.

Il nous a permis de maîtriser un peu plus le logiciel de calcul (Robot) et les programmes conçus pour le calcul tels que le CBA et le BAEL. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ❖ La modélisation doit autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel.
- ❖ La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour la disposition des voiles à cause de la présence du parking et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'ascenseur qui sont côte à côte, ceci nous a obligés d'enlever les voiles de l'ascenseur qui ont provoqués une torsion.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ❖ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- ✓ Le CBA 93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91/99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR-BC 2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.



ANNEXES

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

Tableau des Armatures
(en Cm²)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																	
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14						
0,63	Tous les niveaux desservis	630	168	64	164	73	148	81	136	89	126	95	117	103	109	110			
			226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	139	116	129	124			
			260	77	225	89	200	103	183	109	168	119	157	127	147	136			
			293	82	250	96	224	109	203	118	193	128	175	137	164	148			
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	146	180	156			
			211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	89	130	92	
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	109	169	106	179	112	169	118	163
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	271	148	254	108	239	134	227	131	216	148	208	153					
			235	122	275	131	259	139	245	147	203	155	222	162					
			315	127	294	136	278	144	261	150	248	163	237	182					
			336	131	314	140	295	149	278	158	265	169	239	174					

ASCENSEURS		DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																	
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14						
0,63	Tous les niveaux desservis	630	168	64	164	73	148	81	136	89	126	95	117	103	109	110			
			226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	139	116	129	124			
			260	77	225	89	200	103	183	109	168	119	157	127	147	136			
			293	82	250	96	224	109	203	118	193	128	175	137	164	148			
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	146	180	156			
			211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	89	130	92	
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	109	169	106	179	112	169	118	163
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	271	148	254	108	239	134	227	131	216	148	208	153					
			235	122	275	131	259	139	245	147	203	155	222	162					
			315	127	294	136	278	144	261	150	248	163	237	182					
			336	131	314	140	295	149	278	158	265	169	239	174					

ASCENSEURS		DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																	
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14						
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	146	180	156			
			211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	89	130	92	
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	109	169	106	179	112	169	118	163
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	271	148	254	108	239	134	227	131	216	148	208	153					
			235	122	275	131	259	139	245	147	203	155	222	162					
			315	127	294	136	278	144	261	150	248	163	237	182					
			336	131	314	140	295	149	278	158	265	169	239	174					

Annexe 5 Rapport du sol

Etude de sol

Q_{adm} : contrainte admissible en Bars.

$R_{d\ min}$: résistance de pointe dynamique minimale en Bars.

α : coefficient réducteur, pris généralement égal 20

En considérant les points les plus défavorables, on peut déduire les contraintes admissibles des sols de fondations.

PT	CÔTE	< 2.0 BARS ET > 1.20 BARS JUSQU'À	1.8 BARS A PARTIR DE	REFUS A
01	99.5	/	-1 ^M	-3 ^M
02	97	/	-1 ^M .50	-4 ^M .40
03	95	/	-1 ^M	-3 ^M .60
04	99	-6 ^M .60	-6 ^M .60	-7 ^M .40
05	97	-2 ^M .60	-3 ^M .20	-4 ^M
06	93	/	-1 ^M	3 ^M .60
07	89	/	-1 ^M	-2 ^M .20
08	87	-3 ^M .60	-3 ^M .60	-5 ^M .40
09	85	-1 ^M .20	-1 ^M .20	-2 ^M .20
10	84	-2 ^M .20	-2 ^M .20	-3 ^M .20
11	83.5	-1 ^M .20	-1 ^M .20	-2 ^M .40

• Tassement sous les fondations

Etant donné la résistance des sols mesurée par le PDL et confirmée par les sondages carottés, on estime que les tassements induits par les charges des constructions seront faibles et non préjudiciables.

V - CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

Le site choisi pour accueillir les immeubles de la promotion immobilière « Résidence Belle vue » est sur un terrain en pente orientée Ouest-Est. Le sol est constitué d'alluvions anciennes ainsi que des limons marneux à des marnes en profondeur. Des pierres, galets et blocs calcaires sont abondant dans le terrain.

Le site est sur un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, débouchant sur un talweg (ravine)

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages carottés ont été réalisés sur le terrain par l'intermédiaire de pistes ouvertes spécialement. Les résultats indiquent un terrain relativement homogène. Néanmoins, une partie du terrain localisée en amont (partie Sud), est constituée de sols de compacité assez moyenne. Le sondage carotté réalisé dans cette zone indique l'existence de sols friables et altérés et très humides. Cette partie du terrain est traversée par des eaux souterraines, qui ont systématiquement altéré et affaibli les sols en place.

Il est recommandé de prendre quelques précautions afin de préserver l'équilibre et la stabilité du versant :

- ✓ Drainer toute les eaux superficielles en dehors du versant (les eaux ne doivent pas traverser le terrain).
- ✓ Ne pas entreprendre de terrassements en périodes de pluies (sol humide).
- ✓ Eviter la réalisation de talus de grande hauteur en procédant sous forme de gradins.
- ✓ Entreprendre la réalisation des immeubles en commençant par ceux de la partie aval du versant. Ceux ci, une fois achevés contribueront considérablement à la stabilité du versant.

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera :

- L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radiers.
- La profondeur d'ancrage des blocs doit être en concordance avec leurs hauteurs (1/10 de la hauteur).
- Les contraintes admissibles en fonction de la profondeur seront :

a) Blocs **B** (zone 1) :

La contrainte admissible des sols de fondation est de **1.40 bars** jusqu'à **-6^m.80** de la côte du TN. Au delà, la contrainte est supérieure à **1.8 bars**.

b) Blocs **A, C et D** :

La contrainte admissible du sol est de **1.8 bars**, à partir de **-3^m.00** de la côte de la piste.

Aussi, on conseille :

- ✓ Il est souhaitable d'établir un plan de terrassements général, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage.
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront aventureux, c'est pourquoi, il est recommandé, l'entame du projet par la réalisation des blocs en aval.
- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingenieur Charge D'études
A. DJEDJIG

LE DIRECTEUR





Plans de la structure



CHAPITRE I

Généralités



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments



CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires



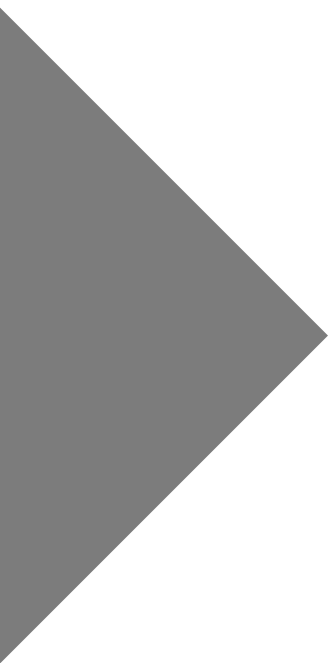
CHAPITRE IV

Etude dynamique



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux



CHAPITRE VI

Etude des fondations