



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en B.A R+9+2 SOUS SOL

Présenté par :

M^r : BOUSSOUIRA AMAZIGH

M^r : SAICHE FOUAD

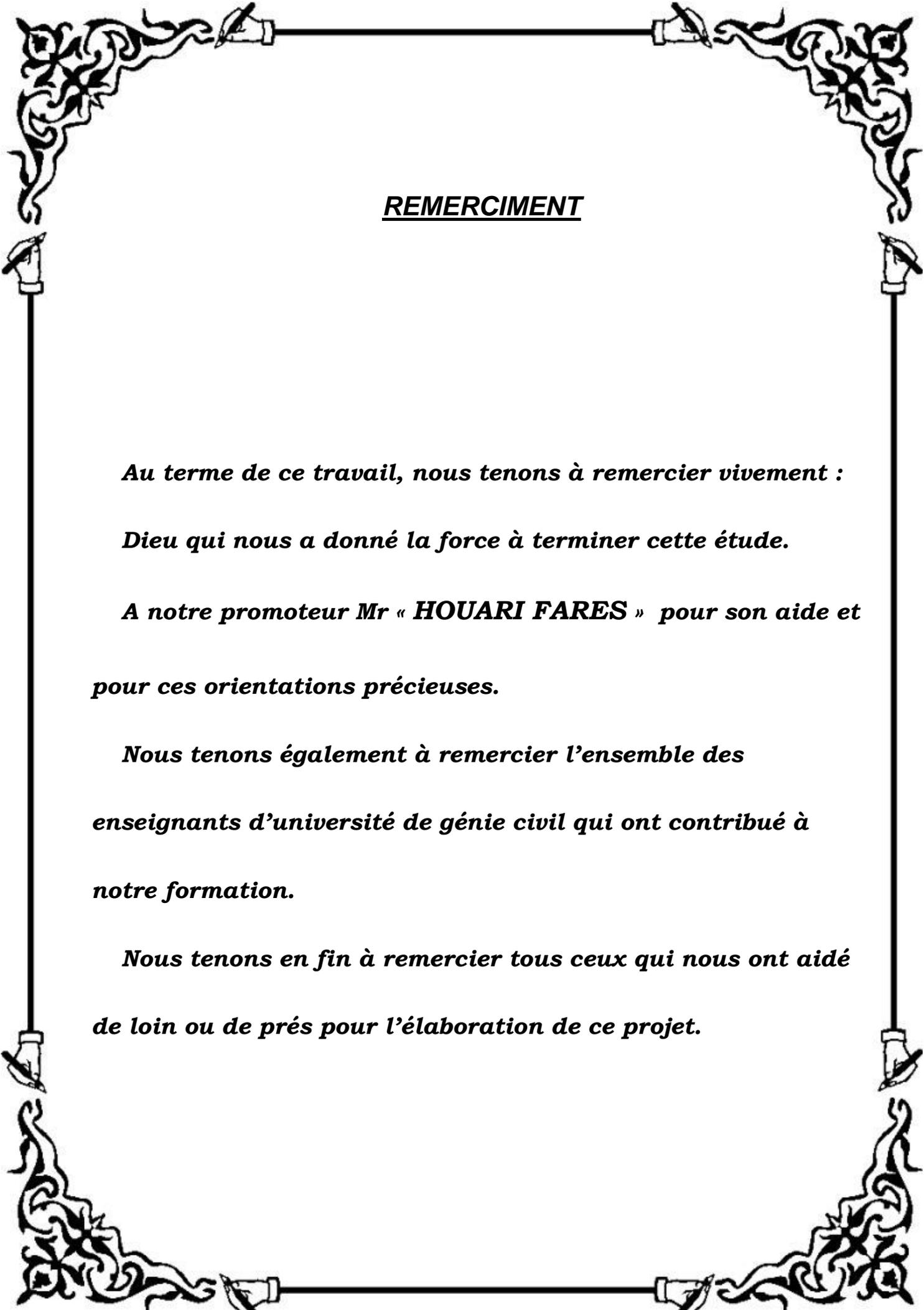
Encadré par :

M^r : H. FARES

MEMBRE DU JURY :

- **HAMOUCHE**
- **HADDI**

Promotion 2019-2020



REMERCIEMENT

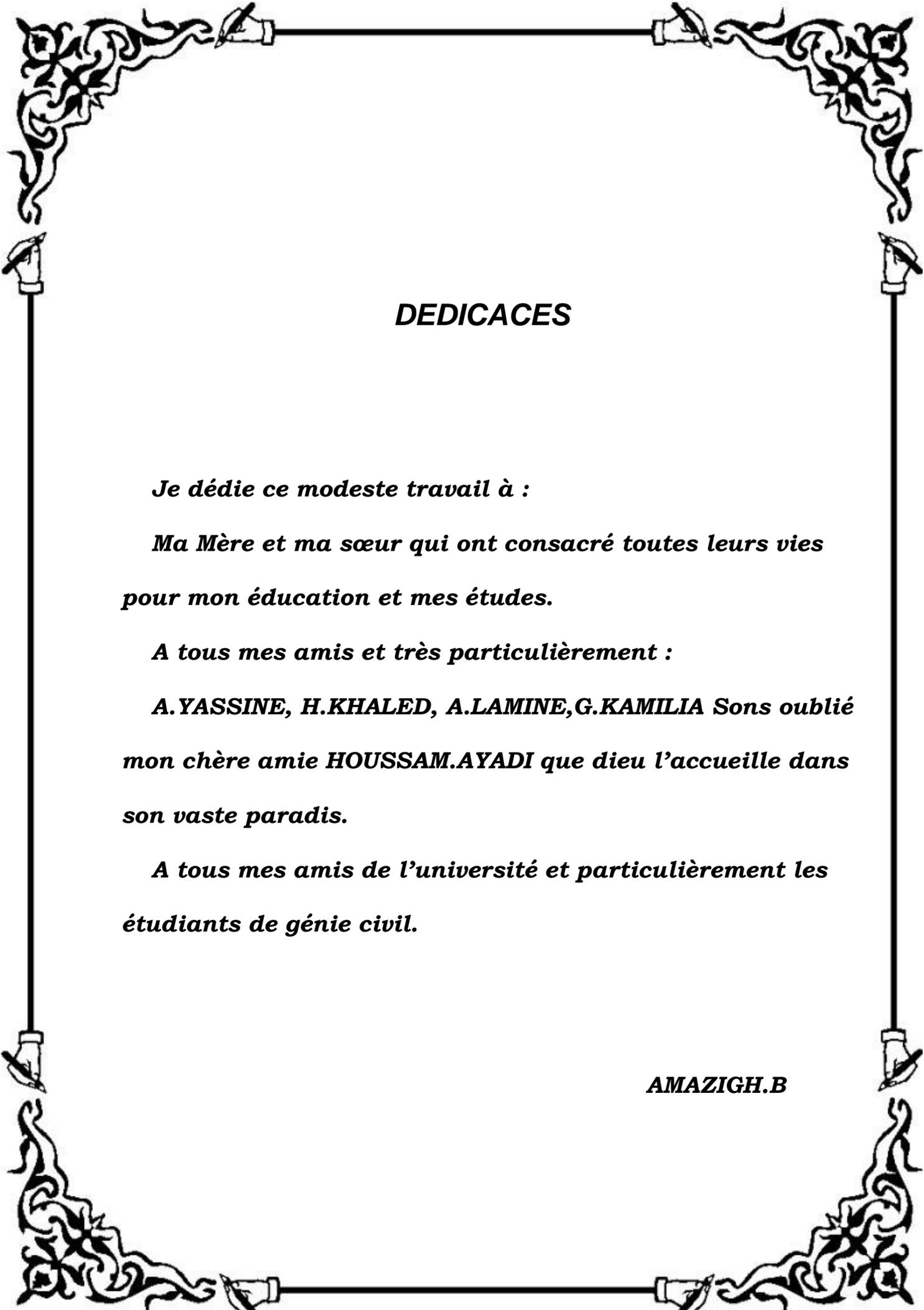
Au terme de ce travail, nous tenons à remercier vivement :

Dieu qui nous a donné la force à terminer cette étude.

*A notre promoteur Mr « **HOUARI FARES** » pour son aide et pour ces orientations précieuses.*

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants d'université de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons en fin à remercier tous ceux qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

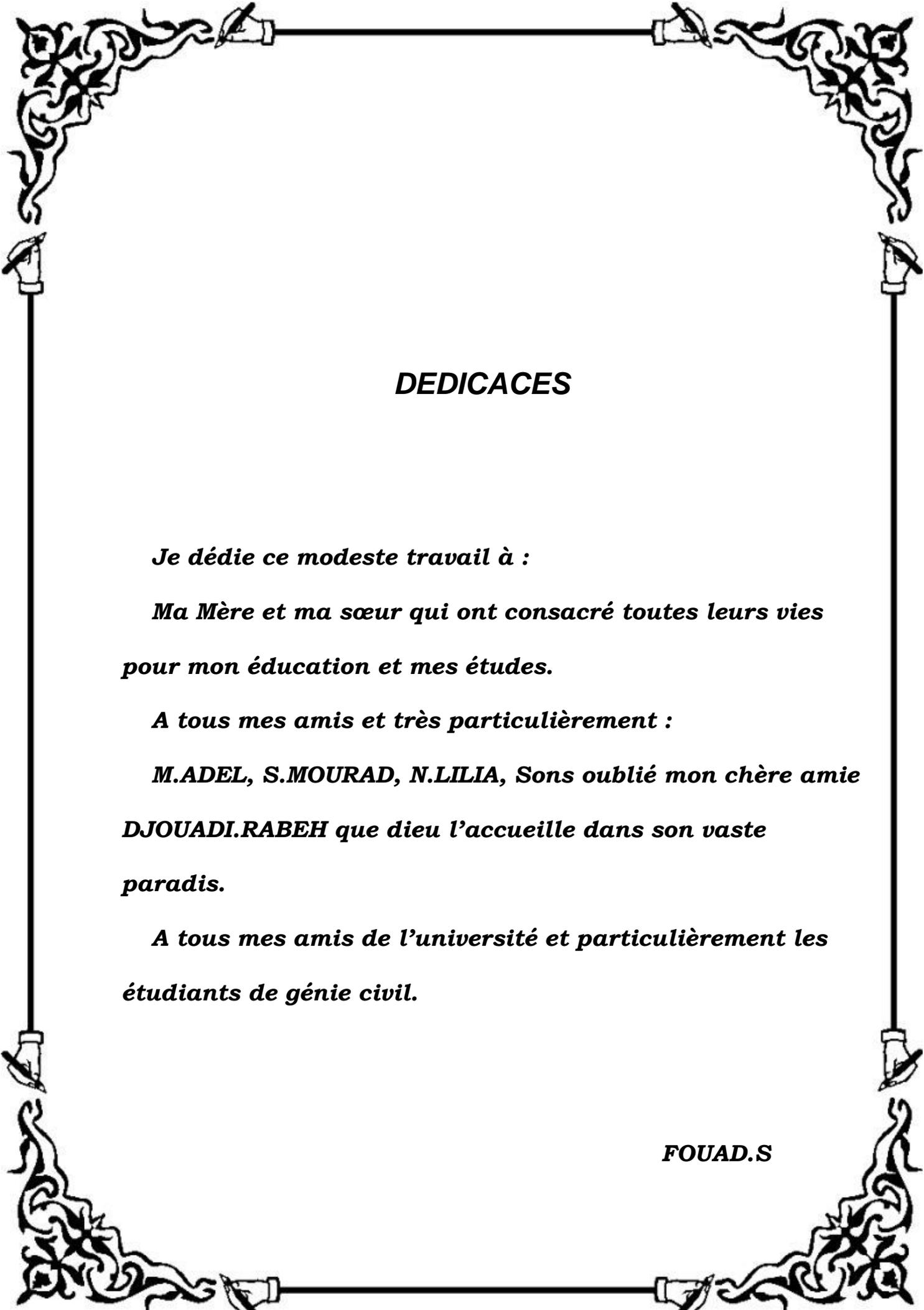
*Ma Mère et ma sœur qui ont consacré toutes leurs vies
pour mon éducation et mes études.*

A tous mes amis et très particulièrement :

*A.YASSINE, H.KHALED, A.LAMINE, G.KAMILIA Sans oublier
mon chère amie HOUSSAM.AYADI que dieu l'accueille dans
son vaste paradis.*

*A tous mes amis de l'université et particulièrement les
étudiants de génie civil.*

AMAZIGH.B



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

*Ma Mère et ma sœur qui ont consacré toutes leurs vies
pour mon éducation et mes études.*

A tous mes amis et très particulièrement :

*M.ADEL, S.MOURAD, N.LILIA, Sans oublié mon chère amie
DJOUADI.RABEH que dieu l'accueille dans son vaste
paradis.*

*A tous mes amis de l'université et particulièrement les
étudiants de génie civil.*

FOUAD.S

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Evaluation des charges permanents et surcharges d'exploitation dans les plancher	12
Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant + RDC.....	13
Tableau II.3. Evaluation des charges dans les murs extérieurs	14
Tableau II.4. . Evaluation des charges du palier.....	19
Tableau II.5. . Evaluation des charges de la volée	19
Tableau II.6. Evaluation des charges revenant à l'acrotère.....	20
Tableau II.7. Descente de charge poteau (A).....	23
Tableau II.8. Descente de charge poteau (B).....	28
Tableau II.9. Vérification de critère de résistance.....	32
Tableau II.10. Vérification des poteaux au flambement.....	33
Tableau II.11. Vérification à l'exigence du RPA pour le poteau B.....	34
Tableau II.12. Dimension des poteaux.....	35
Tableau III.1. Les charges revenant aux poutrelles.....	38
Tableau III.2. Calcule des moments isostatiques.....	39
Tableau III.3. Calcule des moments sur appuis.....	39
Tableau III.4. Calcule des moments en travées	40
Tableau III.5. Regroupée des efforts tranchants.....	40
Tableau III.6. Ferrailage des poutrelles en travées.....	41
Tableau III.7. Ferrailage des poutrelles aux appuis.....	41
Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau III.9. Ferrailage de la dalle pleine.....	48

Tableau III.10. combinaisons d'action de l'acrotère.....	51
Tableau III.11. ferraillages des deux sens d'ascenseur.....	57
Tableau III.12. Vérification des états limite de compression du béton.....	59
Tableau III.13. Ferrailages de la dalle au-dessous de l'ascenseur	61
Tableau III.14. Vérification des contraintes dans le béton	63
Tableau III.15. Les sollicitations à L'ELU et a L'ELS de l'escalier.....	64
Tableau III.16. Ferrailage de l'escalier a deux volées.....	65
Tableau III.17. Vérification des contraintes dans le béton.....	65
Tableau III.18. Ferrailages des volée 2 et 4 des étages courants.....	67
Tableau III.19. Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	70
Tableau III.20. Résultats des contraintes à L'ELS.....	73
Tableau III.21. Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.....	75
Tableau III.22. Résultats de calcul des contraintes de béton.....	76
Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P.q.....	79
Tableau IV.2. périod de vibration et taux de participation massique.....	82
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales	83
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	84
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	85
Tableau IV.6. Vérification des déplacements	85
Tableau IV.7. . Vérification des effets (P- Δ)	87
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	88
Tableaux V.1. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003.....	91

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	92
Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux.....	94
Tableau V.4. Les Armatures transversales dans les poteaux.....	95
Tableau V.5. Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.....	95
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	96
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	96
Tableau V.8. les sollicitation déduites du logiciel L'ETABS 2016	101
Tableau V.9. Les moments maximal	101
Tableau V.10. Calcule d'As.....	101
Tableau V.11. Calcule d'As adoptée	101
Tableau V.12. Vérification des efforts tranchant.....	102
Tableau V.13. Vérification de la contrainte tangentielle.....	104
Tableau V.14. Moments résistant dans les poteaux	105
Tableau V.15. Vérification des zone nodal	105
Tableau V.16. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = V_{x3} = 1,5 \text{ m}$	108
Tableau V.17. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = V_{y4} = 1.5\text{m}$	109
Tableau V.18. Ferrailage du voile $V_{x1} = V_{x3}$	110
Tableau V.19. Ferrailage du voile $V_{y2} = V_{y4}$	110

Tableau VI.1. Vérification des efforts tranchant et moment des semelles filantes.....	113
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le sol.....	116
Tableau VI.3. Les contraintes selon le sens x-x.....	116
Tableau VI.4. Les contraintes selon le sens y-y	117
Tableau VI.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	118
Tableau VI.6. Ferrailage du radier.....	119
Tableau VI.7. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	120
Tableau VI.8. Les nouvelles sections d'acier adoptée à l'ELS.....	120
Tableau VI.9. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y	122
Tableau VI.10. Sollicitations a l'ELU.....	122
Tableau VI.11. Résumés des résultats de ferrailage des nervures	122

LISTES DES FIGURES

Figure II.1. Plancher à corps creux.....	10
Figure II.2. Dalle sur 1 appui	12
Figure II.3. Schéma d'un voile	14
Figure II.4. Schéma d'un escalier.....	16
Figure II.5. Schema de la 1 ^{ère} et 3 ^{ième} volée du RDC.....	16
Figure II.6. Schéma de la 2 ^{èm} volée	17
Figure II.7. Schéma de la 1 ^{ère} et 3 ^{ième} volée du (EC)	17
Figure II.8. Schéma de la 2 ^{èm} volée(EC)	18
Figure II.9. Schéma de la 1 ^{ère} et 3 ^{ième} volée du (SS).....	18
Figure II.10. Schéma de la 2 ^{èm} volée(SS)	19
Figure II.11. Schéma de l'acrotère.....	20
Figure II.12. Surface qui revient au Poteau (A).....	22
Figure II.13. Surface qui revient au Poteau (B).....	26
Figure III.1. Schéma poutrelles Etage courant	35
Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a 2 travées.....	37
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre plus 2 travées	37
Figure III.4. Panneau de dalle (balcon)	47
Figure III.5. Schéma statique de la dalle	47
Figure III.6. Schéma de ferrailages de la dalle (balcon).....	49
Figure III.7. Schéma de l'acrotère	50
Figure III.8. Schéma des sollicitations dans l'acrotère.....	50
Figure III.9. Schéma statique de la l'acrotère.....	52
Figure III.10. ferrailage de l'acrotère	55

Figure III.11. Concept d'un ascenseur.....	56
Figure III.12. Cage d'ascenseur.....	57
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	59
Figure III.14. Schéma représentant la surface d'impact	60
Figure III.15. . Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur	63
Figure III.16. Schéma statique de la 1 ^{er} et 3 ^{èim} volée étage courant	64
Figure III.17. Schéma de la 1 ^{er} et 3 ^{èim} volée étage courant.....	64
Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier	66
Figure III.19. Schéma statique de la 2 ^{émé} volée.....	67
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la 2 ^{émé} volée	68
Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière.....	69
Figure III.22. . Schéma de ferrailage et la coupe de la poutre palière	73
Figure III.23. Schéma statique d la poutre de chaînage	74
Figure III.24. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.....	76
Figure V.1. Zone nodale.....	90
Figure V.2. Section d'un poteau.....	96
Figure V.3. Ferrailage des sections des poteaux	98
Figure V.4. Ferrailage des sections des poteaux	99
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres.....	102
Figure V.6. . Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	106
Figure V.7. Schéma d'un voile plain	107
Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.5m$	111
Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	113
Figure VI.2. Semelle filante.....	114

Figure VI.3. Dimension du radier.....	114
Figure VI.4. Zone de contact poteau radier.....	115
Figure VI.5. Panneaux sur quatre appuis.....	118
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.....	120
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures.....	121
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures selon deux sens.....	124

Table des matières

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I	INTRODUCTION.....	1
I.1	. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.2	. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET ARCHITECTURALES	1
I.3	REGLEMENTS ET NORMES UTILISES	1
I.4	LES MATERIAUX	1
I.4.1	BETON :	1
I.4.2	CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON	2
I.5	LES ACIERS	5
I.5.1	RESISTANCE CARACTERISTIQUE DE L'ACIER.....	6
I.5.2	PRINCIPALES ARMATURES UTILISEES	6
I.5.3	DIAGRAMME DES CONTRAINTES DEFORMATIONS POUR LES ACIERS... ..	6
I.6	LES ACTIONS	7
I.6.1	LES DIFFERENT TYPES D' ACTIONS	7
I.6.2	VALEURS DE CALCUL DES ACTIONS:	7
I.7	CONCLUSION	8

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1	INTRODUCTION	9
II.1.1	LES POUTRES PRINCIPALES:	9
II.1.2	LES POUTRES SECONDAIRES:	9
II.2.1	PLANCHER A CORPS CREUX:	10
II.2.2	PLANCHER A CORPS PLEINS	11
II.3	LES VOILES.....	14
II.3.1	DEFINITION:	14
II.3.2	PRE DIMENSIONNEMENT:	15
II.4	LES ESCALIERS	15
II.5	L'ACROTERE	15
II.6	PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	20
II.6.1	SURFACE AFFERENTE :	21
II.6.2	DESCENTE DE CHARGE:	22
II.6.3	VERIFICATION VIS-A-VIS LE FLAMBEMENT:	32
II.6.4	CONCLUSION:	34

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1	INTRODUCTION	35
III.1.1	ETUDES DES PLANCHERS	35
III.1.2	ETUDE DES POUTRELLES:	38
III.2	LES DALLES PLEINES	46
III.2.1	PANNEAU DE DALLE BALCON (1 APPUIS) :	46
III.3.2	ETUDE DE L'ACROTERE.....	50
III.4	. ASCENSEUR :	55
III.5	ETUDE DE L'ESCALIER :	56
III.5.1.2	EVALUATION DES CHARGES DE L'ESCALIER	64
III.5.1.3	CALCUL DES REACTIONS D' APPUIS	64
III.5.1.4	FERRAILLAGE	64

III.5.2.ETUDE DE LA VOLEE 2.....	66
III.6 ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE	68
III.6.1 FERRAILLAGE A L'ELU :.....	69
III.6.2 VERIFICATION DE LA COMPRESSION DES LA BIELLES :	71
III.6.3 . VERIFICATION DES CONTRAINTE A L'ELS:.....	73
III.7 ÉTUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGES	73
III.8 CONCLUSION	76

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....	77
IV.2 METHODES DE CALCUL	77
IV.3. METHODE CHOISIT	77
IV.4 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE EFFORT TRANCHANT	77
VI.5. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE.....	80
VI.5.1. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES	85
VI.5.2. VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS	85
VI.5.3. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	86
VI.5.4. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	87
VI.6.CONCLUSION.....	89

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.2 ETUDE DES POTEAUX.....	90
V.2.1 . LES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	91
V.2.2 .FERRAILLAGE ARMATURES LONGITUDINALES	93
V.2.3 . VERIFICATIONS.....	95
V.1 ETUDE DES POUTRES.....	100
V.1.1 .RECOMMANDATION DU RPA99	100
V.1.2 FERRAILLAGE DES POUTRES	101
V.1.4 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES	102
V.3. ETUDE DES VOILES	104
V.3.1. RECOMMANDATION DU RPA 99/VERSION2003	104
V.2.4 FERRAILLAGE DES VOILES.....	106

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATION

VI.1.INTRODUCTION	112
VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS	112
VI.2.1. COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER.....	113
VI.2.2. VERIFICATION DES SEMELLES ISOLEES	113
VI.2.3. VERIFICATION DES SEMELLES FILANTES	113
VI.2.4. VERIFICATION DU RADIER GENERAL	114
VI.2.4.1. PRE DIMENSIONNEMENT	114
VI.2.4.2. LES VERIFICATIONS NECESSAIRE	115
VI.2.4.3. FERRAILLAGE	118
VI.2.4.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE	120
VI.2.5. CALCUL DES NERVURES	120
VI.2.6.1.LES SOLLICITATIONS SUR LES NERVURES	120
VI.2.6.2. FERRAILLAGE	122

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage habitations en (R+9+2 Sous sol) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »Version 2003.

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste dans l'étude d'une structure (R+9) bi fonctionnelle qui regroupe habitations, commerces et parking en sous-sols.

L'ouvrage est implanté :

Wilaya : Bejaia

Daïra : Bejaia

Commune : Bejaia

Lieu-dit : IGHIL EL-BERDJ

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 31.50 m
- ❖ Hauteur du RDC : 3.96 m
- ❖ Hauteur du sous-sol : 2.50 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- ❖ Largeur totale du bâtiment : 22.50 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 22.10 m

I.3 Les règlements et les normes utilisés :

- ❖ BAEL 91
- ❖ CBA 93
- ❖ RPA 99 version 2003
- ❖ Les différents DTR

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.

- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le cure du béton.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art A.2.1.1.1)**.

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25MPa \quad \text{R.P.A.99 ver.2003 (Article 7.2.1)}$$

$$\text{d'ou } f_{t28} = 2.1MPa$$

I.4.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

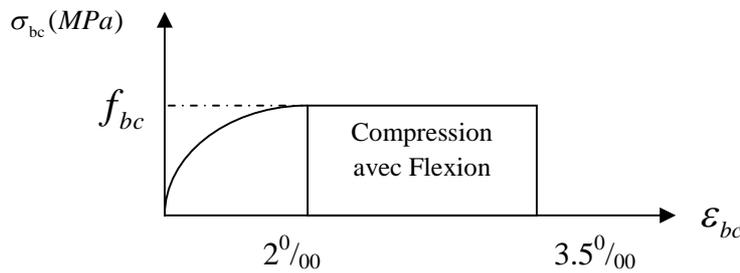


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. (2‰ < ε_{bc} < 3.5‰)

Section rectangulaire : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ **CBA 93 (Article A.4.3.4.1).**

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) **Etat limite ultime (ELU) :**

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

Section rectangulaire : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ **BAEL 91 (Article A.4.3).**

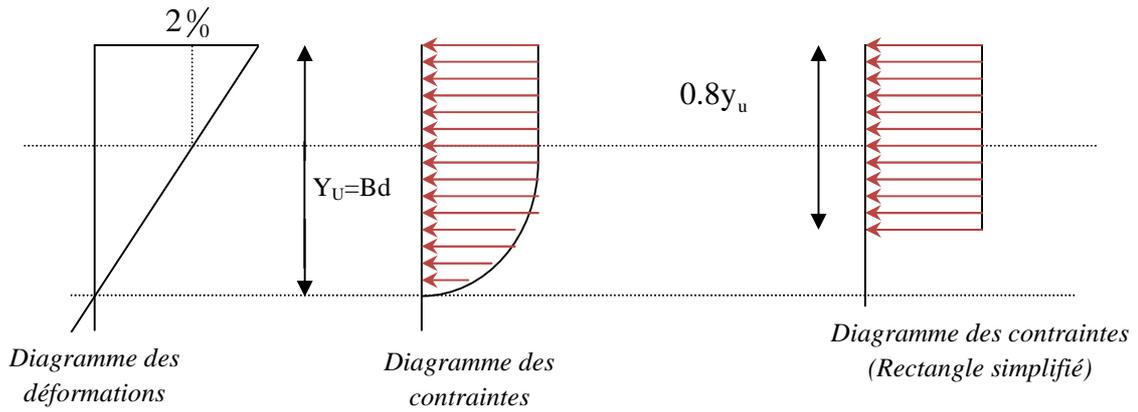


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPA}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPA}$ durable

$\tau_u = 4.35 \text{ MPA}$ Accidentelle

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$ durable

$\tau_u = 3.26 \text{ MPA}$ Accidentelle

a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

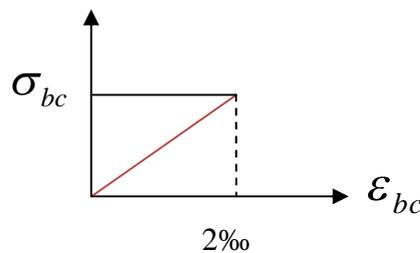


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.1.6. Autres caractéristiques :

♣ **Module de déformation longitudinale du béton :**

• **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$

• **A long terme :**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$

♣ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.5. Les aciers :

I.5.1.1. Définition :

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

❖ Les treillis soudés (TR):

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

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.5.1.1. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.5.2.2 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

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

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

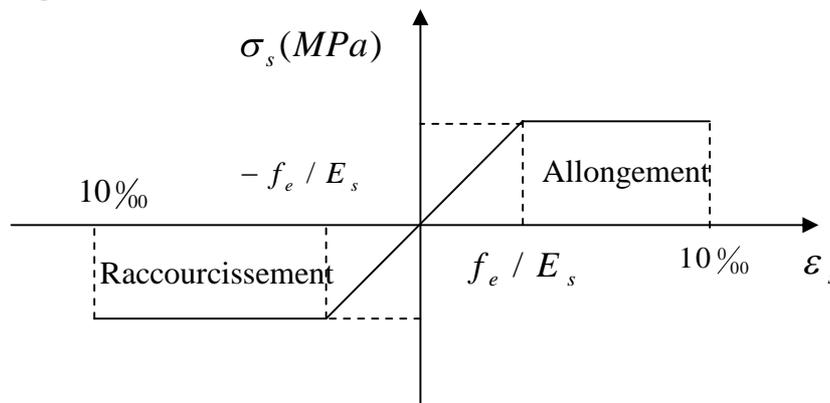


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à faire.

2-Fissuration préjudiciable :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très préjudiciable (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

I.6 Les actions et sollicitations :

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.

On distingue trois types d'actions.

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.

2. Les actions variables (Qi) :

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.

3. Les actions accidentelles (FA):

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,...etc.

I.6.2. 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.6.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

- Situation normale :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q+E$ $0.8G+E$ $G+Q+1.2 \times E$.

I.7 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 traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.1. Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

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

II.1.1. Poutre secondaire :

On a $L_{max} = (4.10 - 0.3) = 3.8$ m.

Donc,
$$\frac{380}{15} \leq h_s \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 38 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 30 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.1.2. Poutre principale :

On a $L_{max} = (4.3 - 0.3) = 4.00$ m

Donc,
$$\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 40.0 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 35 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_p = 35\text{cm} > 30\text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.166 < 4$, vérifiée.

II.2. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

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

- Plancher à corps creux pour l'étage commercial et ceux à usages d'habitations.
- Plancher à dalle plane pour ceux du sous-sol.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1. Plancher à corps creux :

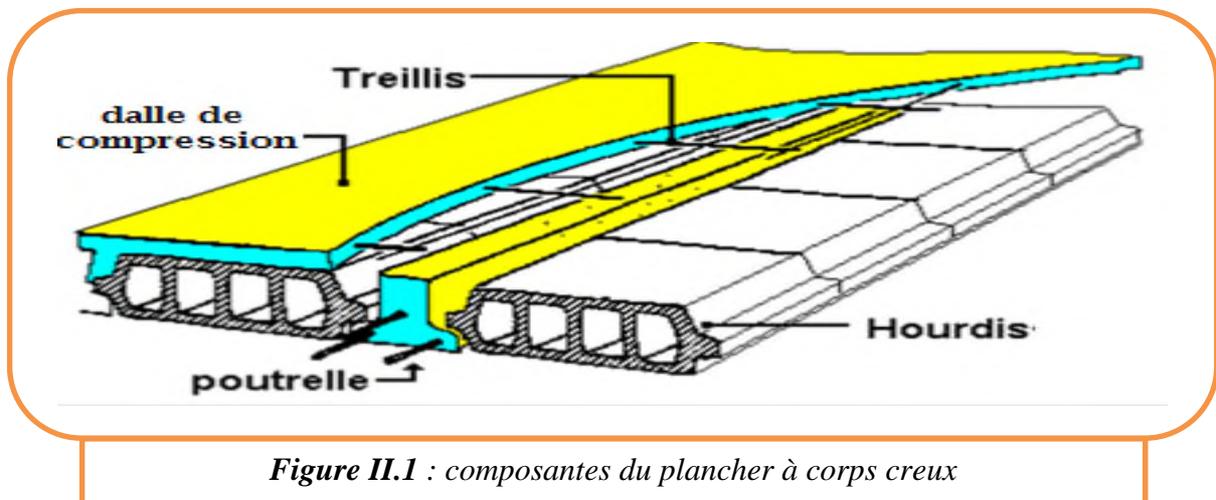


Figure II.1 : composantes du plancher à corps creux

Les planchers des étages RDC jusqu'à ETAGE ATTIQUE (service et habitation) sont en corps creux.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{Article B.6.8.4.2.4 (BAEL91/99)}$$

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur total du plancher.
- ✓ L_{max} : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

- **Etage de service :**

$$L_{max}=4.10 - 0.3= 3.80 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 16.89 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- Etage d'habitation :

$$L_{max}= 4.1 - 0.3 =3.80 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 16.89 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Conclusion :

Alors, tous les planchers seront des planchers [16 + 4]

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

Les planchers du sous-sol sont en dalle pleine suite à leurs fortes surcharges d'exploitation.

- Plancher BALCON: D₁ (dalle sur 1 appuis, $\rho = 0.42 > 0.4$)

✓ Critère de résistance : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- e : épaisseur de la dalle.
- l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu, $e \geq 11 \text{ cm}$

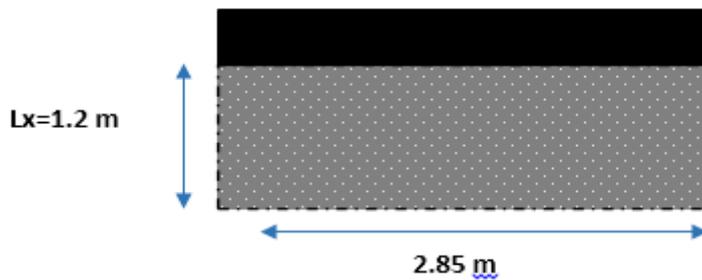


Figure II.2 : dalle pleine sur un seul appui

Donc, on aura :

$$\begin{cases} \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3.42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc } \boxed{e = 12 \text{ cm}}$$

Conclusion : Tous les planchers en dalle pleine auront une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

✓ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	12	0.05	0.6	1
	2	Étanchéité multicouches	12	0.02	0.24	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.67	
Terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.04	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.54	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2,85	
	5	Enduit de	18	0.015	0.27	

		Cimente				
	6	Forme de pente	22	0,1	2,2	
Total					6,67	
Dalle pleine	1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4	3,5
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	3	Lit de sable	18	0,03	0,54	
	4	Dalle pleine	25	0,12	3,75	
	5	Enduit de plâtre	18	0,02	0,27	
	6	Cloison de séparation	/	/	0,9	
Total					6,67	

Tableau II.2 Evaluation des charges des charge du plancher étage courant + RDC

étage courant + RDC	1	Cloison de séparation	/	/	0,9	1,5 pour le plancher étage courant
	2	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4	
	3	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	4	Lit de sable	18	0,03	0,54	2,5 pour étage commercial
	5	Plancher à corps creux (16+4)			2,85	
	6	Enduit de mortier	18	0,015	0,27	
Total					5,36	

Tableau II.3 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
	Brique creuse	9	0,1	0,9
	Lame d'aire		0,05	
	Brique creuse	9	0,15	1,35
	Enduit de plâtre	14	0,02	0,2
Total				2,86

II.3. Voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, de contreventement avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile de contreventement et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l et les condition de rigidité des extrémités.

❖ Épaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).

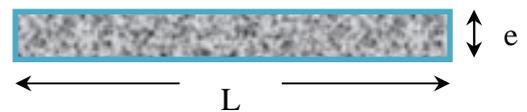


Figure II.3 Schéma d'un voile

- ✓ On va opter pour un voile simple
 - L : longueur minimale du voile.
 - e : épaisseur du voile, $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

- sous-sol : $h_{\text{étage}} = 2,5 \text{ m}$

e = 20 cm

$$e \geq \frac{250}{20} \Rightarrow e \geq 12.5 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le sous-sol

- RDC : $h_{\text{étage}} = 3.96 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,76 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{376}{20} \Rightarrow e \geq 18.8 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le RDC

$$e = 20 \text{ cm}$$

- Etages (service, habitation) : $h_{\text{étage}} = 3,06\text{m}$, donc, $h_l = 2,86\text{m}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

- ❖ Sous sol : $L = 80\text{cm}$
- ❖ RDC : $L = 80\text{cm}$.
- ❖ Du 1^{er} étage jusqu'au bout : $L = 80\text{cm}$

II.4. Escaliers :

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marche.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha = [20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

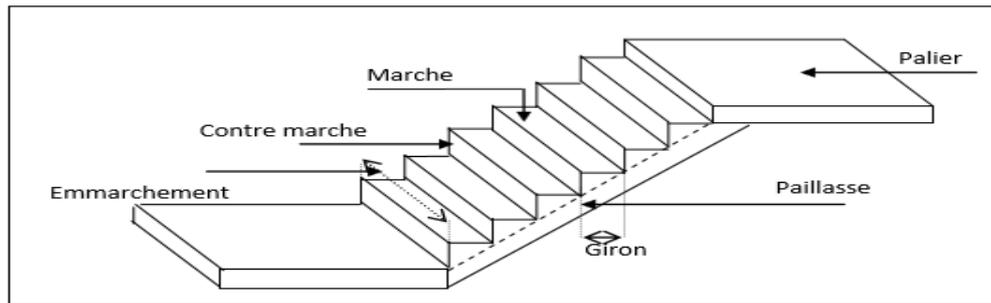


Figure II. 4 Schéma d'un escalier

❖ Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{nombre de contremarches} \\ g = L/(n-1) & n-1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contremarches.

❖ 1^{er} et 3^{ème} Volée sont identiques

- RDC :(étage commercial)

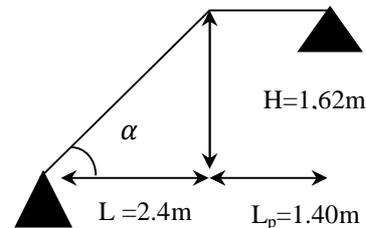


Figure II.5 Schéma de 1^{er} et 3^{ème} volées

Epaisseur de la paillasse : $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$$L_v = L_p + \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 4.24 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 4.09 \text{ m. (} L' : \text{longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 14.15 \text{ cm} \leq e \leq 21.23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \text{ Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ,$$

$$\begin{cases} n = 9 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ La 2^{ème} Volée

L0=0.3m



Figure II.6 Schéma de 2^{ème} volées

Epaisseur de la pailleasse : pour une dalle sur un seul appuis

$$\begin{cases} e \leq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \leq \frac{145}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la pailleasse est : **e = 15cm**

$$\begin{cases} n = 5 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ 1^{er} et 3^{ème} Volée sont identiques

- Type ② : Etage courant

$$\text{Epaisseur de la pailleasse : } \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

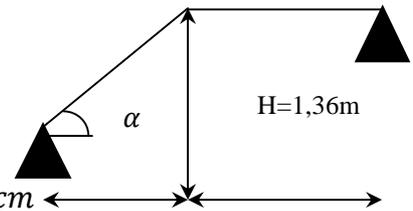


Figure II.7 Schéma de 1^{er} et 3^{ème} volées (E.C)

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.296 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} \Rightarrow L' = 2.50 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 11.48 \text{ cm} \leq e \leq 17.23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la pailleasse est : **e = 15 cm**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ.$$

$$\begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ La 2^{ème} Volée

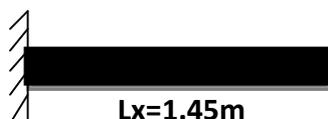


Figure II. 8S chéma de la 2^{ème} Volée (E.C)

Épaisseur de la paillasse : pour une dalle sur un seul appuis

$$\begin{cases} e \leq \frac{Lx}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : **e = 15cm**

$$\begin{cases} n = 2 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ 1^{er} et 3^{ème} Volée sont identiques

- Sous sol :(parking)

Épaisseur de la paillasse $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.361 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.361 + 1.45$$

$$\Rightarrow L' = 3.811 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 12.7 \text{ cm} \leq e \leq 19.05 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

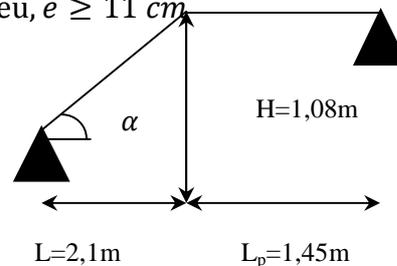


Figure II. 9 Schéma de la 1^{er} et 3^{ème} Volée (S.S)

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : **e = 15 cm**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 27.21^\circ , \quad \begin{cases} n = 6 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ La 2^{ème} Volée

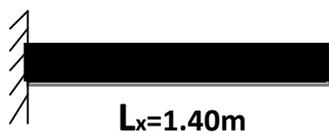


Figure II.10 Schéma de 2^{ème} volées (S.S)

Épaisseur de la paillasse : pour une dalle sur un seul appuis

$$\begin{cases} e \leq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \leq \frac{140}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : **e = 15cm**

$$\begin{cases} n = 2 \\ h = 17\text{cm.} \\ g = 30\text{cm.} \end{cases}$$

Donc, les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous.

Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0,15	3,75	2,5
Carrelage	22	0,02	0,44	
Mortier de pose	20	0,02	0,4	
Lit de sable	18	0,02	0,36	
Enduit de plâtre	14	0,02		
Total	/	/	5,23	

Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées.

Désignation	Poids (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement carrelage H	22	0,02	0,44	2,5
Revêtement carrelage V	22	0,02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0,02	0,4	
Mortier de pose V	20	0,02 h/g	0,23	
Marches	22	h/2	1,87	
Paillasse	25	0,15/cos(32,9°)	4,5	
Enduit en plâtre	14	0,02/cos(32,9°)	0,4	
Total		Epaisseur 15cm	8,09	2,5

II.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

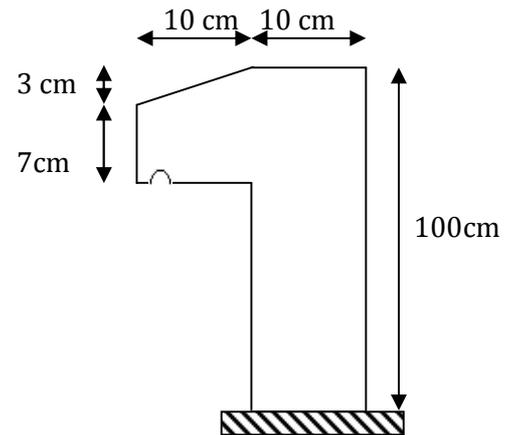


Figure II.11 Schémas de l'acrotère

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau II.6 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
100	10	0,069	0,587	0	3,108	1

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

pré dimensionnement des poteaux se fait SELON 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
 - 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
 - 3- Conditions réglementaires.
- ❖ On va étudier le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.
- Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités qui sont : P1 et P2.

II.6.1 Surfaces afférentes :

- Etage toiture : (terrasse inaccessible)

$$\begin{cases} S1 = 1.187 \text{ m}^2 \\ S2 = 1.59 \text{ m}^2 \\ S3 = 1.25 \text{ m}^2 \\ S4 = 1.675 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

- $\begin{cases} L_{pp} = 1.95\text{m} \\ L_{ps} = 2.925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 1.95 \text{ KN} \\ G_{ps} = 2.925 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{poutre} = 11.7\text{KN}$

- Poids de la terrasse inaccessible :

$$\{G_{cc} = 5.702 \times 5.67 \Rightarrow \{ G_{cc} = 32.33 \text{ KN}$$

$$\{Q_{cc} = 2.925 \times 1.95 \Rightarrow \{ Q_{cc} = 5.702 \text{ KN}$$

- L'acrotère :

$$\{G_c = 2.25 \times 2.085 \Rightarrow \{ G_c = 4.69 \text{ KN}$$

$$\{Q_c = 2.25 \times 1 \Rightarrow \{ Q_c = 2.25 \text{ KN}$$

- Etage attique et du 1^{er} étage au 8^{ème} étage :

$$\begin{cases} S1 = 1.187 \text{ m}^2 \\ S2 = 1.59 \text{ m}^2 \\ S3 = 1.25 \text{ m}^2 \\ S4 = 1.675 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp} \Rightarrow \begin{cases} L_{pp} = 1.95\text{m} \\ L_{ps} = 2.925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 1.95 \text{ KN} \\ G_{ps} = 2.925 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow g_{poutre}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 11.7\text{KN}$$

- Poids de l'attique et du 1^{er} étage au 8^{ème} étage :

$$\{G = 5.702 \times 5.36 \Rightarrow \{ G_{cc} = 30.56 \text{ KN}$$

- $\{Q_{cc} = 5.702 \times 1.5 \Rightarrow \{ Q_{cc} = 8.55 \text{ KN}$

- **RDC :**

- **G_{POUTRE} = 11.7KN**

- **G_{CC} = 30.56 KN**

- **Q_{cc} = 14.25 KN**

Les deux sous sol :

$$G_{\text{POUTRE}} = 11.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{dp}} = 5.702 \times 6.27 \Rightarrow \{ G_{\text{dp}} = 35.75 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{dp}} = 5.702 \times 2.5 \Rightarrow \{ G_{\text{dp}} = 14.25 \text{ KN}$$

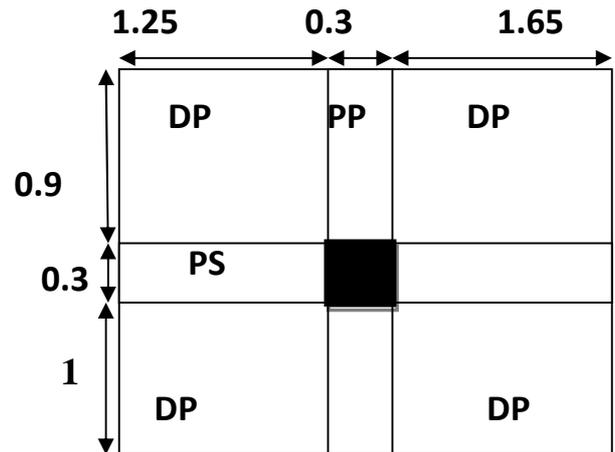


Figure II.12 Surface qui revient au Poteau(A)

II.6.2 Descente de charge des poteaux

Les surcharges d’exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

- ❖ Sous la toiture : Q_0
- ❖ Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$
- ❖ Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- ❖ Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ❖ Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ❖ Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ❖ Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n) / (2 \times n) \sum_i^n Q_i$

n : numéro d’étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.7. Descente de charge du poteau P1.

Etage	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
Toiture	N1	Acrotère	4.69	2.25
		Plancher terrasse	32.33	
		Poutre	11.7	5.7

		Poteau	3.44	
		Somme	52.16	7.95
Etage attique	N2	Venant de N1	52.16	8.55
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	6.88	
	Somme	101.3	16.5	
Etage 8	N3	Venant N2	101.3	
		Plancher	30.56	
		poutre	11.7	
		poteau	8.032	
	Somme	151.59	24.19	
Etage 7	N4	Venant N3	151.59	
		plancher	30.56	
		poutre	11.70	
		poteau	8.032	
	Somme	201.88	31.035	
Etage 6	N5	Venant N4	201.88	
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	12.24	
	Somme	256.38	37.02	
		Venant N5	256.38	
5	N6	Plancher	30.56	

		Poutre	11.7	
		poteau	12.24	
		Somme	310.88	42.15
Etage 4	N7	Venant N6	310.88	
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	15.49	
	Somme	368.63	46.42	
Etage 3	N8	Venant N7	368.63	
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	15.49	
	Somme	426.38	50.7	
Etage 2	N9	Venant N8	426.38	
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	19.125	
	Somme	487.76	54.97	
Etage 1	N10	Venant N9	487.76	
		Plancher	30.56	
		Poutre	11.7	
		poteau	29.94	
	Somme	621.35	73.5	
RDC		Venant N10	621.35	
		Plancher	30.56	
	N11	Poutre	11.7	

		poteau	29.94	
	Somme		621.35	73.5
SOUS SOL 1	N12	Venant N11	621.35	
		Plancher	35.75	
		Poutre	11.7	
		poteau	18.9	
	Somme		687.7	87.75
SOUS SOL 2	N13	Venant N12	687.7	
		Plancher	35.75	
		Poutre	11.7	
		poteau	9.45	
	Somme		744.603	102

❖ Pré dimensionnement du poteau B

Les surface affaïrent

✓ La toiture :(terrasse inaccessible)

$S1=2.5m^2$ $S2=0.0837 m^2$

$S3=2.76 m^2$ $S4=2.44 m^2$

$S5=3.266 m^2$

1.25 0.3m 1.675m

- Longueur et poids des poutre :

$L_{pp} = 3.95 m^2$ $L_{PCH} = 1.675 m^2$

$L_{PS} = 2.925 m^2$ 2m

$G_{PP} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.95 = 10.36KN$

$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.925 = 6.58KN$ 0.3

$G_{PCH} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.675 = 3.77KN$

$G_{POUTRE} = 20.708 KN$ 1.95m

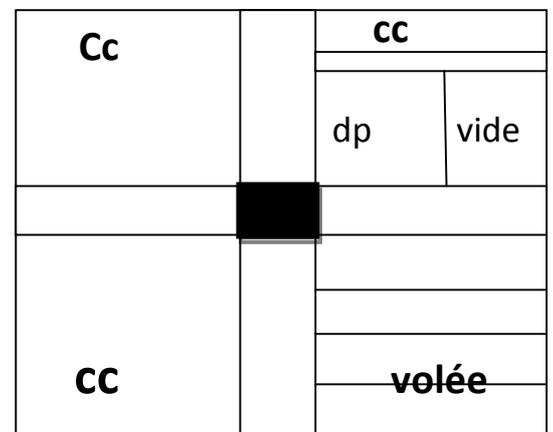


Figure II.13 Surface qui revient au Poteau(B)

Poids de la terrasse inaccessible :

$$G_{cc}=5.023 \times 5.67 = 28.48 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=5.023 \times 1 = 5.02 \text{ KN}$$

$$G_{dp}=1.897 \times 6.27 = 11.897 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=1.89 \times 3.5 = 6.615 \text{ KN}$$

$$G_{Volée}=3.266 \times 8.09 = 26.42 \text{ KN}$$

$$Q_{Volée}=3.266 \times 1 = 3.26 \text{ KN}$$

$$G_{ti} = 66.79 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 14.90 \text{ KN}$$

✓ Etage attique et du 1^{er} étage au 8^{ème} étage :

$$S1=2.5 \text{ m}^2 \quad S2=0.0837 \text{ m}^2$$

$$S3=2.76 \text{ m}^2 \quad S4=2.44 \text{ m}^2$$

$$S5=3.266 \text{ m}^2$$

- Longueur et poids des poutre :

$$L_{pp} = 3.95 \text{ m} \quad L_{PCH} = 1.675 \text{ m}$$

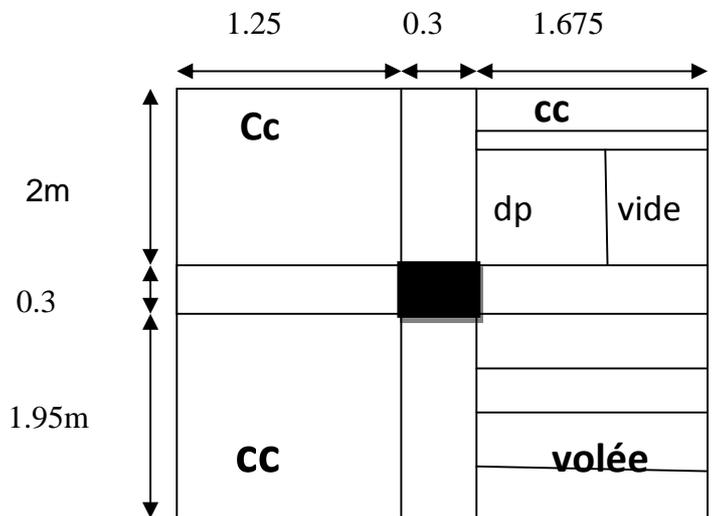
$$L_{PS} = 2.925 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.95 = 10.36 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.925 = 6.58 \text{ KN}$$

$$G_{PCH} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.675 = 3.77 \text{ KN}$$

$$G_{POUTRE} = 20.708 \text{ KN}$$



Poids de la L'attique et des étage courant :

Figure II.13 Surface qui revient au Poteau(B)

$$G_{cc}=5.023 \times 5.36 = 26.90 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=5.023 \times 1.5 = 7.53 \text{ KN}$$

$$G_{dp}=1.897 \times 6.27 = 11.897 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=1.89 \times 3.5 = 6.615 \text{ KN}$$

$$G_{Volée}=3.266 \times 8.09 = 26.42 \text{ KN}$$

$$Q_{Volée}=3.266 \times 2.5 = 8.165 \text{ KN}$$

$$G_{étage} = 65.21 \text{ KN}$$

$$Q_{étage} = 22.31 \text{ KN}$$

✓ RDC : (étage commercial)

$$S1=2.5 \text{ m}^2 \quad S2=0.0837 \text{ m}^2$$

$$S3=2.76 \text{ m}^2 \quad S4=2.44 \text{ m}^2$$

$S_5=3.266 \text{ m}^2$

- Poids des poutre :

$G_{\text{POUTRE}}=20.708 \text{ KN}$

- Poids de RDC :

$G_{\text{CC}}=5.023 \times 5.36=26.90 \text{ KN}$

$Q_{\text{CC}}=5.023 \times 2.5=12.55 \text{ KN}$

$G_{\text{dp}}=1.897 \times 6.27=11.897 \text{ KN}$

$Q_{\text{dp}}=1.89 \times 3.5=6.615 \text{ KN}$

$G_{\text{Volée}}=3.266 \times 8.09=26.42 \text{ KN}$

$Q_{\text{Volée}}=3.266 \times 2.5=8.165 \text{ KN}$

Gétage= 65.21 KN

Qétage= 27.33 KN

✓ **Les 2 sous-sols :(parking)**

$S_1=2.5 \text{ m}^2$

$S_2=3.35 \text{ m}^2$

$S_3=2.44 \text{ m}^2$

$S_4=3.26 \text{ m}^2$

- Poids des poutre :

$G_{\text{POUTRE}}=16.94 \text{ KN}$

- Poids des deux sous-sol :

$G_{\text{dp}}=7.78 \times 6.27=48.80 \text{ KN}$

$Q_{\text{dp}}=7.78 \times 3.5=27.23 \text{ KN}$

$G_{\text{Volée}}=3.266 \times 8.09=26.42 \text{ KN}$

$Q_{\text{Volée}}=3.266 \times 2.5=8.165 \text{ KN}$

Gétage= 75.23 KN

Qétage= 35.395 KN

Tableau II.8. Descente de charge du poteau B

Etages	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
TOITURE	N0	Plancher	40.37	
		poutre	20.708	
		poteau	3.44	
		escalier	26.42	
	Somme		90.93	
ATTIQUE	N1	Venant de N0	90.93	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	6.88	
		escalier	26.42	

	Somme		183.73	37.21
ETAGE 8	N2	Venant de N1	183.73	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	8.032	
		escalier	26.42	
		Somme	277.73	57.30
ETAGE 7	N3	Venant de N2	277.73	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	8.032	
		escalier	26.42	
	Somme	371.73	75.137	
ETAGE 6	N4	Venant de N3	371.73	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	12.24	
		escalier	26.42	
	Somme	469.95	90.75	
ETAGE 5	N5	Venant de N4	469.95	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.24	
		poteau	12.24	
		escalier	26.42	
	Somme	568.164	104.14	
ETAGE 4	N6	Venant de N5	568.164	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	15.49	
		escalier	26.42	

	Somme		669.572	115.295
ETAGE 3	N7	Venant de N6	669.572	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	15.49	
		escalier	26.42	
	Somme		770.98	126.45
ETAGE 2	N8	Venant de N7	770.98	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	19.125	
		escalier	26.42	
	Somme		872.023	137.60
ETAGE 1	N9	Venant de N8	872.023	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	19.125	
		escalier	26.42	
	Somme		981.06	148.76
ETAGE RDC	N10	Venant de N9	981.06	
		Plancher	38.79	
		poutre	20.708	
		poteau	29.94	
		escalier	26.42	
	Somme		1096.92	176.09
Sous Sol 1	N11	Venant de N10	1096.92	
		Plancher	48.8	
		poutre	18.9	
		poteau	16.94	
		escalier	26.42	

	Somme	1207.98	211.48
Sous Sol 2	N12	Venant de N11	1207.98
		Plancher	48.8
		poutre	18.9
		poteau	16.94
		escalier	26.42
	Somme	1309.59	246.87

Avec : $Nu = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow Nu = 2138.25 \text{ KN}$

Pré dimensionnement du poteau (P2) :

$$\begin{cases} G = 1309.59 \text{ KN} \\ Q = 246.87 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Nu = 2138.25 \text{ KN}$$

En résumé : $\begin{cases} Nu(P1) = 1158.82 \text{ KN} \\ Nu(P2) = 2138.25 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{donc le poteau le plus sollicité est P2}$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu comme suit :

$\begin{cases} 10\% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées} \\ 15\% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées} \end{cases}$

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1Nu \Rightarrow Nu' = 2352.075 \text{ KN}$$

II.6.3 vérifications au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$Nu' \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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'élancement 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 où : $l_f = l_0$ (l_0 : Longueur du poteau).

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

$0.8 \% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$ On prend $A_s = 1 \% B_r$ **CBA**

0,8 % **RPA(zone II2)**

$$B_r^{cal} = \frac{Nu'}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right]} ; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_r^{cal}$

Tableau II.10. Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	Nu'(KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{cal})$		observation
					B_r	B_r^{cal}	
Toiture	145,1	0,0866	31,51	0,73	0,0784	0,0102	vérifiée
Attique	303,85				0,0784	0,021	vérifiée
8	460,85				0,0784	0,032	vérifiée
7	614,54				0,0784	0,043	vérifiée
6	770,55	0,1154	23,48	0,779	0,1444	0,052	vérifiée
5	923,23				0,1444	0,065	vérifiée

4	1076,86	0,1299	20,86	0,793	0,1849	0,075	vérifiée
3	1230,44				0,1849	0,0866	vérifiée
2	1383,63	0,144	18,82	0,803	0,2304	0,090	vérifiée
1	1547,57				0,2304	0,108	vérifiée
RDC	1744,97	0,158	22,84	0,783	0,2809	0,128	vérifiée
Sous-sol 1	1947,99	0,158	13,60	0,825	0,2809	0,137	vérifiée
Sous-sol 2	2138,238				0,2809	0,150	vérifiée

II.7.2. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 :

Notre projet est implanté dans la zone **IIa**, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \\ \min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 21.50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$$

Tableau II.11. résultat de vérification a l'exigence du RPA.pour le poteau(P2) :

poteau	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 30	30 x 30
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	55	50	45	40	30	30
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	10.75	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	1	1	1	1
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.8. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm.

- Dalle pleine $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ e = 12 \text{ cm} \end{cases}$

- Epaisseur des paillasse $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \text{ (escalier droit à deux volée et escalier balancé)} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ (escalier droit à une volée)} \end{cases}$

- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour les deux sous sol, et RDC} \\ e = 20 \text{ cm pour les reste des étages} \end{cases}$ - Poutres

Principales (30×35) cm².

- Poutres Secondaires (30×30) cm².

- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.12. Dimensions des poteaux

Niveau	Sous-sol et RDC	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4	Étage 5 et 6	Étage 7 et 8	Toiture
Dimensions	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 30	30 x 30

III Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaire qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant la réglementation en vigueur. C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

III-1) ETUDE DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages. Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux (poutrelles préfabriqués ou coulés sur place) pour des raisons économiques et structurelles et dalle de compression.

III-1-1. Disposition et prè-dimensionnement des poutrelles :

1. **Disposition :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

1. Critère de la plus petite portée.
2. Critère de la continuité.

Concernant notre bâtiment, la disposition des poutrelles se fera selon le premier critère.

2. **Prè-dimensionnement :**

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

$$b = ? \text{ cm} \quad b_1 = ? \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm}$$

$$l_x = 50 \text{ cm} \text{ (entre nus des poutrelles)}$$

$$l_y = 250 \text{ cm} \text{ (entre nus d'appui des poutres principales).}$$

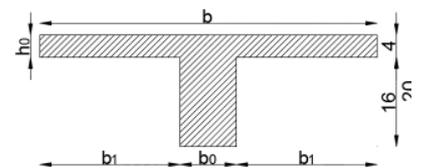


Figure III-1. Poutrelle

Calcul b₁ et b :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \text{ BEAL(91/99)}$$

Soit $b_1 = 25 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 60 \text{ cm} ; \text{ on adopte } \mathbf{b = 60 \text{ cm.}}$$

III-1-2. Les charges et les surcharges :

- 1 Plancher terrasse inaccessible : $G = 5,67 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- 2 Plancher d'étage courant : $G = 5,36 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- 3 Plancher d'étage commercial : $G = 5,36 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

III-1-3. Méthode de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT
- Méthode des trois moments.

On utilise le plus souvent la « **méthode forfaitaire** » pour calculer rapidement des moments.

- Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Applicable pour : - des charges telle que $Q \leq \min(2 \cdot G, 5 \text{ kN/m}^2)$, (1)

- une inertie constante sur les différentes travées, (2)

- des portées ayant un rapport compris entre **0.8** et **1.25**, (3)

- une fissuration non préjudiciable, (4)

- **Principe de la méthode :**

1. Définition des grandeurs :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la “travée de comparaison” c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée. $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

2. La méthode :

- Evaluation des moments :

Les valeurs de M_t , M_g et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Pour une travée de rive} \end{cases}$$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire :

- **$0,60M_0$** dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- **$0,50M_0$** dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- **$0,40M_0$** dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque :

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des

sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de

l'appui considéré.

Le moment des appuis de rive est égal **15%** de moment isostatique encadrant de l'appui considéré. ($0,15 M_0$).

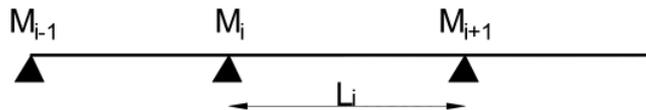
- Evaluation des efforts tranchants :

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- Par la méthode de la R.D.M., on tenant compte de la continuité :

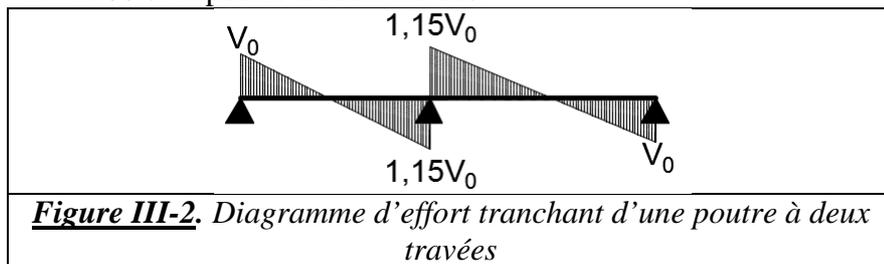
$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i} ;$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur les appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatif (-)).

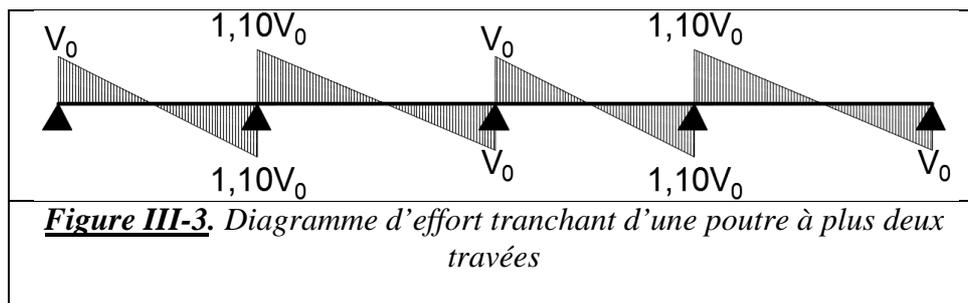


Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1. **15%** si la poutre a deux travées.



2. **10%** si une poutre à plus deux travées.



III-1-4. Les différents types de poutrelles :

Les poutrelles sont classées dans différents types en fonction du nombre d'appuis ou du type de chargements

Tableau III.1 Les charges revenant aux poutrelles :

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q _{u,c} (kN/ml)	q _{u,d} (kN/ml)	q _{ser,c} (kN/ml)	q _{ser,d} (kN/ml)
Terrasse inaccessible	5,67	1	5,49	4,59	4,00	3,40
Étage courant	5,36	1,5	5,69	4,34	4,11	3,21
Étage commercial	5,36	2,5	6,59	4,34	4,71	3,21

Avec :

$$q_{u,c} = (1,3G + 1,5Q) b$$

$$q_{u,d} = (1,35G) b$$

$$q_{ser,c} = (G + Q) b$$

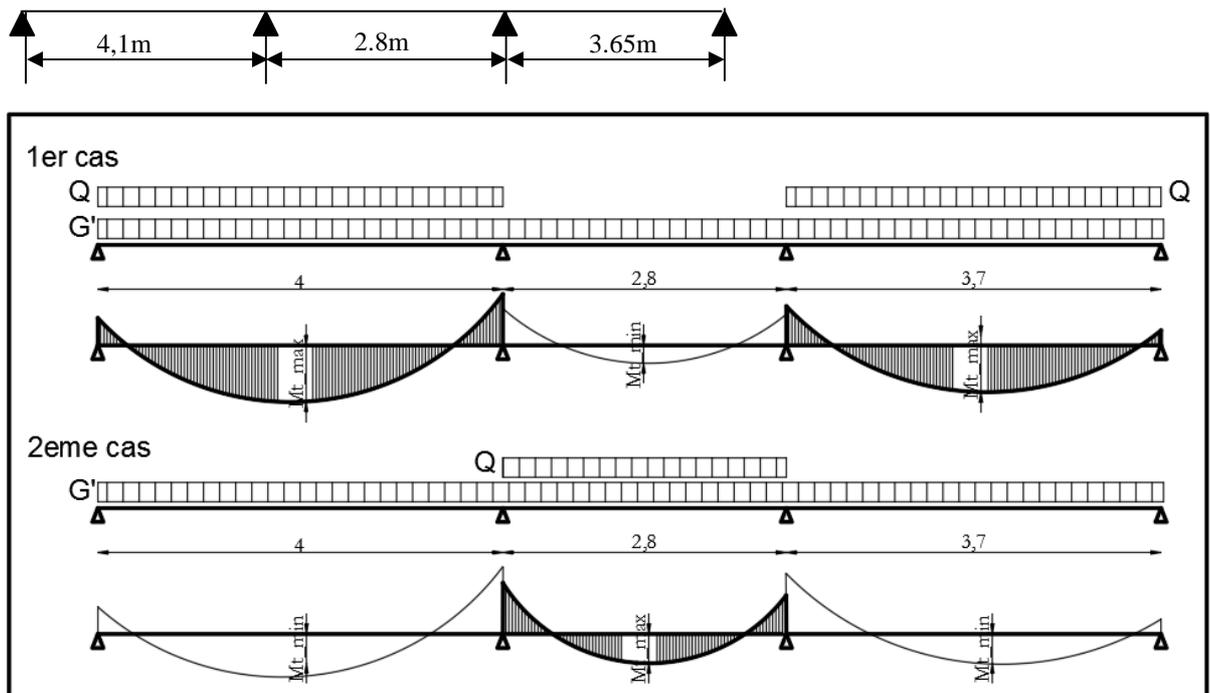
$$q_{ser,d} = (G + Q) b$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

III-1-6. Etude des poutrelles :

Nous allons faire l'étude d'une poutrelle continue sur quatre appuis

- Etude du 3^{er} type étage courant :



➤ Vérification la méthode forfaitaire :

$$G_{EC} = 5,36 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{EC} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,10}{2,80} = 1,46 > 1,25$$

On voit que la (3) condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la

méthode de Caquot minorée avec $G' = \frac{2G}{3}$

$$G' = \frac{2 \times 5,36}{3} = 3,57 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ELU_C} = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times b = 4,24 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ELU_d} = (1,35 \times G') \times b = 2,89 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ELS_C} = (G' + Q) \times b = 3,04 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ELS_D} = G' \times b = 2,14 \text{ kN/ml}$$

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Tous les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 calcul des moments isostatiques

Travée	L (m)	Etage courant					
		ELU			ELS		
		M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)	M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)
A-B	4,1	8,92	6,08	8,92	6,40	4,51	6,40
B-C	2,8	2,84	4,16	4,16	2,10	2,98	2,98
C-D	3,65	7,07	4,82	7,07	5,07	3,57	5,07

✓ **Calcul des moments aux appuis:**

- Appuis de rives : $M_A^{rive} = M_D^{rive} = -0,15 M_0$
- Appui intermédiaire : $M_a = -\frac{q_u \times (l_g^3 + l_d^3)}{8,5 \times (l_g + l_d)}$

$$\text{Appui B : } \begin{cases} l'_g = 4,1 \text{ m} & (\text{Travée de rive}). \\ l'_d = 0,8 \times 2,8 = 2,24 \text{ m} & (\text{Travée intermédiaire}). \end{cases}$$

$$\text{Appui C : } \begin{cases} l'_g = 0,8 \times 2,8 = 2,24 \text{ m} & (\text{Travée intermédiaire}). \\ l'_d = 3,65 \text{ m} & (\text{Travée de rive}). \end{cases}$$

Tous les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.3: calcul des moments sur les appuis

Appuis	Etage courant					
	ELU			ELS		
	M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)	M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)
A	-1,34	-0,91	-1,34	-0,96	-0,68	-0,96
B	-6,03	-4,59	-6,31	-4,34	-3,38	-4,53
C	-4,77	-3,76	-5,08	-3,44	-2,77	-3,64
D	-1,06	-0,72	-1,06	-0,76	-0,54	-0,76

- **Calcul des moments :**

a. **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x) \quad , \quad x = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{q \times l}$$

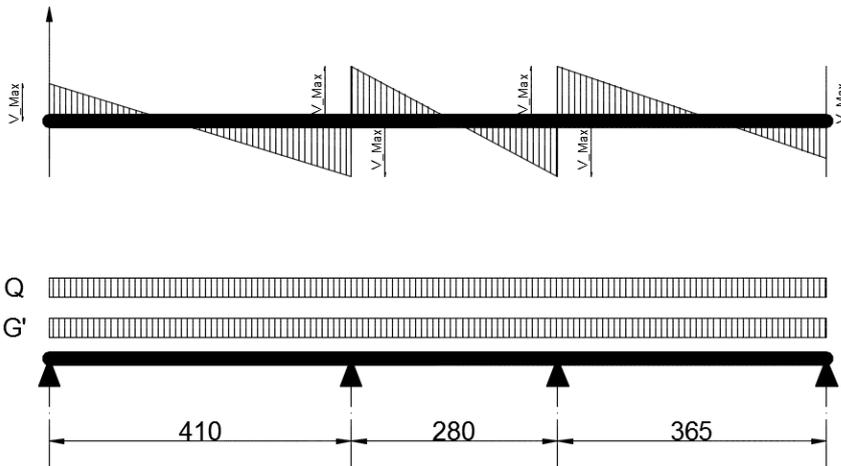
Tous les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 calcul des moments en travées

Travée	L (m)	Etage courant					
		ELU			ELS		
		M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)	M _{0cdc} (kNm)	M _{0dcd} (kNm)	M _{0ccc} (kNm)
A-B	4,1	8,39	6,47	8,26	6,08	4,80	6,00
B-C	2,8	-1,12	1,41	-0,10	-0,72	0,97	-0,04
C-D	3,65	6,65	3,08	3,63	2,77	2,30	2,66

Tableau : calcul des moments en travée :

- L'effort tranchant à l'appui :



$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec : $\begin{cases} M_d & \text{Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.} \\ M_g & \text{Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.} \\ l & \text{portée de la travée.} \end{cases}$

Tableau III.5 Tous les calculs sont regroupés dans le tableau suivant

Travée	L(m)	V _{u cdc} (kN)		V _{u dcd} (kN)		V _{u ccc} (kN)	
		V _g	V _d	V _g	V _d	V _g	V _d
AB	4,1	10,52	12,81	8,00	7,69	10,45	-12,88
BC	2,8	6,53	-5,63	8,26	8,41	8,41	-7,53
CD	3,65	11,40	-9,37	7,71	7,49	9,96	-10,82

Ferraillages des poutrelles

Ferraillage longitudinal

Sollicitations les plus défavorables

Données : ELU: Mt_{AB} = 8,39 KNm

Mt_{BC} = -1,12 KNm, Mt_{BC} = 1,41 KNm

M_{a rive} = -1,34 KNm

M_{a int b} = -6,03 KNm , M_{a int c} = -4,77 KNm

V_{u max} = 12,88 KN

b = 60cm ; b₀ = 10 cm ; h = 20 cm ; h₀ = 4 cm; d = 17,5cm ; c = 2,5 cm;

f_e = 400 mpa ; γ_s = 1,15 f_{st} = f_e/γ_s = 400/1,15 = 348 mPa ;

$f_{c28} = 25 \text{ mPa} ; \gamma_b = 1,50 ; f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 0,8 \times 25 / 1,5 = 14,20 \text{ mPa}$

- Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,60 \times 0,04 \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 52,82 \text{ kNm} > M_{tu} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right]$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

Tous les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Ferrailage en travée

travée	M (KN.m)	section	b (cm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	Position	$A_{adoptée}$ (cm ²)
AB	8,39	R	60	0,032	0,041	0,172	1,40	Inferieur	3HA8=1,51
BC	1,41	R	60	0,005	0,007	0,175	0,23	Inferieur	1HA8=0,5
BC	-1,12	R	10	0,026	0,033	0,230	0,19	Supérieur	1HA8=0,5
CD	6,65	R	60	0,026	0,032	0,174	1,11	Inferieur	3HA8=1,51

Travées		$A_{adopté}$ (cm ²)
AB		3HA8=1,51
BC		
CD		

- Ferrailage aux appuis
- Appui intermédiaire et Appui de

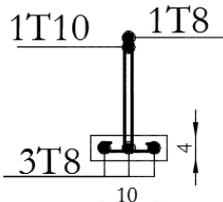
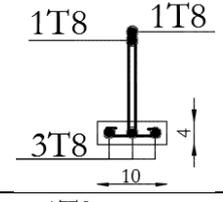
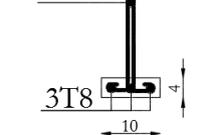
rive

Tous les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Ferrailage aux appuis

Appuis	M (KN.m)	b (cm)	μ_b	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
A	-1,34	10	0,031	0,039	0,172	0,22	1HA8=0,5
B	-6,31	10	0,146	0,198	0,165	1,13	1HA8+1HA10=1,29
C	- 5,08	10	0,117	0,156	0,164	0,89	2HA8=1,01
D	- 1,06	10	0,017	0,031	0,173	0,18	1HA8=0,50

Appuis		$A_{adopté}$ (cm ²)
A		1HA8=0,5

B		1HA8+1HA10=1,29
C		2HA8=1,01
D		1HA8=0,50

- Vérification de la condition de non fragilité

En Travée : $A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$
 $\Rightarrow A_t^{min} = 1,30 \text{ cm}^2 < A_s = 1,51 + 0,5 = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

En appuis : $A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a = 0,5 + 1,51 = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

- Vérifications à l'ELU

Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 12,81 \times \frac{10^{-3}}{0,10 \times 0,175} = 0,711 \text{ MPa}$$

fissuration peut prejudiciable et armature droite $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de Risque de rupture par cisaillement.

Espacement des armatures transversales (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum des trois conditions qui suivent :

- 1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$
- 2) $St \leq \frac{A_{trans} \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$
- 3) $St \leq \frac{0,8 \times A_{trans} \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3k \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 17 \text{ cm}$

D'où $St = 15 \text{ cm}$. (K=1 flexion simple et sans reprise) à vérifier

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

-Appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} \times 10,52 \times 10^{-3} = 0,302 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_l \geq 0,302 \text{ cm}^2$ Vérifiée

-Appui intermédiaire $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$

$$\Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(12,81 \times 10^{-3} + \frac{6,03 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,43 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_l \geq 1,43 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

avec; $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}$

$$\tau_1^u = \frac{0,25 \times 12,81 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,60 \times 0,04 \times 0,18} = 0,82 \text{ MPa}$$

$\tau_1^u < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Vérifiée

\Rightarrow Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (30 - 4) \text{ cm}) = 0,162 \text{ m}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 12,81 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ Vérifiée

- Vérifications à l'ELS

Données : ELS : $M_{tAB} = 6,08 \text{ kNm}$

$M_{tBC} = -0,72 \text{ kNm}, M_{tBC} = 0,97 \text{ kNm}$.

$M_{a rive} = -0,96 \text{ kNm}$

$M_{a \text{ int } b} = -4,34 \text{ kNm}, M_{a \text{ int } c} = -3,44 \text{ kNm}$

Vérification des contraintes

Calcul de y et I :

-En travée

Position de l'axe neutre (H)

Calcul d'y et I :

Cas du moment positif :

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

$$\frac{60}{2} y^2 - 15 \times 1,51(17,5 - y) + 15 \times 0,5(y - 2,50) = 0$$

$$30 y^2 + 30,15 y - 377,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 214,99 \Rightarrow y = 3,08 \text{ cm} \geq 0$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15 A \times (d - y)^2 + 15 A' \times (y - d')^2$$

Avec :

$b = 60 \text{ cm } b_0 = 10 \text{ cm } A_s = 1,51 \text{ cm}^2 A'_s = 0,50 \text{ cm}^2 d = 17,50 \text{ cm } d' = 2,50 \text{ cm}$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{6,08 \times 10^{-3}}{5283,65 \times 10^{-8}} \times 0,0308 = 3,55 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ pas de risque d'écrasement du béton en travée

Cas du moment négatif:

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15A(d - y) + 15A'(y - d') = 0$$

$b_0 = 10 \text{ cm } A_s = 0,50 \text{ cm}^2 A'_s = 1,51 \text{ cm}^2 d = 17,50 \text{ cm } d' = 2,50 \text{ cm}$

$$5y^2 + 30.15y - 74.625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 49.005 \Rightarrow y = 1.88 \text{ cm} \geq 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 A_s \times (d - y)^2 + 15 A'_s \times (y - d')^2 \Rightarrow I = 1859.49 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{0,72 \times 10^{-3}}{1859,49 \times 10^{-8}} \times 0,0188 = 0,73 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée

-En appui

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2}y^2 - 15A(d - y) + 15A'(y - d') = 0$$

$b_0 = 10 \text{ cm}, A_s = 0,50 \text{ cm}^2, A'_s = 1,51 \text{ cm}^2, d = 17,50 \text{ cm}, d' = 2,50 \text{ cm}$

$$5y^2 + 30,15y - 74,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 49,005 \Rightarrow y = 1.88 \text{ cm} \geq 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 A_s \times (d - y)^2 + 15 A'_s \times (y - d')^2 \Rightarrow I = 1859,49 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{6,03 \times 10^{-3}}{1859,49 \times 10^{-8}} \times 0,0188 = 6,09 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en appuis

Les vérifications des poutrelles à état limite est illustrée dans les tableau ci-après :

Tableau III.8 Vérification des contraintes à l'ELS

Type	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Type 3	Travée	8,39	1.51	0.5	3,08	5283,65	3,55 < 15	Vérifiée
	Appui	6,03	0,50	1,51	1,18	1859,49	6,09 < 15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,10 ; M_{0s} = 8,39 \text{ KN.m} ;$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} < 27 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Non vérifiée.

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$

Or ; $A = 1,51 \text{ cm}^2 < 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

3) $L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm} = 8,2 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le C.B.A.93 en considérant les propriétés du béton armé .

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{C. B. A. 939}$$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (Instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

Evaluation des moments en travée

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,75 qgser \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,75 qjser \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,75 qpser \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 5,06 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 2,69 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 6,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{aligned} G &= 5,36 \text{ kN/m}^2. J = 2,85 \text{ kN/m}^2 & q_{jser} &= 0,6G = 0,6 \times 2,85 = 1,71 \text{ kN/m} \\ & & q_{gser} &= 0,6G = 0,6 \times 5,36 = 3,216 \text{ kN/m} \\ & & q_{pser} &= 0,6(G + Q) = 0,6 \times (5,36 + 1,5) = 4,116 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Modules de Young instantanés et différé

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = E_i/3 = 10721,4 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1,51}{10 \times 17,5} = 0,0086 \\ \Rightarrow \lambda &= \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4,86 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,95 \end{cases} \end{aligned}$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 110,31 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 207,47 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 265,53 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 5283,65 \text{ cm}^4 \\ y = 3,08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,378 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,603 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,674 \end{cases}$$

Calcul de y_G et I_0 :

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + b_0(h-h_0) \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15Ad + 15A'd'}{bh_0 + b_0(h-h_0) + 15A + 15A'}$$

$\Rightarrow y_G = 6,54 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{by_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2 + 15A'(y_G-d')^2$$

$\Rightarrow I_0 = 16292,131 \text{ cm}^4$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6311,92 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 4553,56 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4187,93 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 8242,61 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fji}} = 0,223 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 0,582 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 0,809 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgv}} = 0,964 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,97 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \Delta f < \bar{f} = 82 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en un seul type :

1. Dalle sur un seul appui.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

A).1^{er} Type de Balcon : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1.2 \text{ m}$ $L_y = 2.85 \text{ m}$.

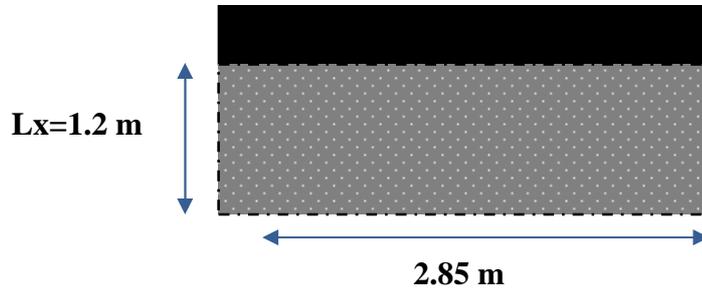


Figure III.4. Panneau de dalle (balcon)

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1 \text{ KN/ml}$$

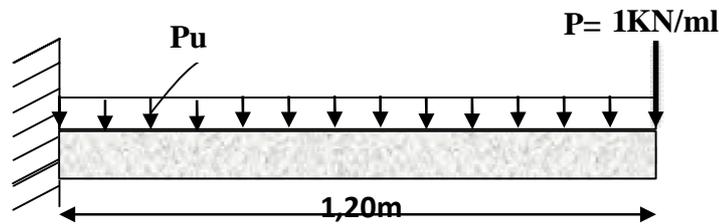


Figure III.5 Schéma statique de la dalle

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$Pu = (1,35 G + 1,5 Q)$$

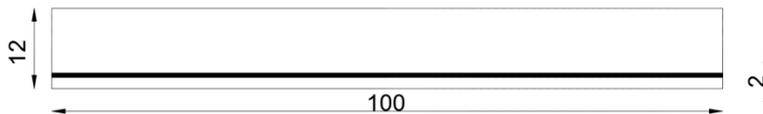
$$Pu = (1,35 \times 5,43 + 1,5 \times 3,5) = 12,58 \text{ kN/m}$$

$$Mu = [(12,58 \times 1,20^2) / 2] + 1,35 \times 1 \times 1,20 = 10,68 \text{ kN.m}$$

$$Vu = (12,58 \times 1,20) + 1 \times 1,35 = 16,44 \text{ kN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple:

Calcul des aciers supérieur au niveau de l'encastrement.



$$\mu_{bu} = \frac{10,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,01^2 \times 14,2} = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,097 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,096 \text{ m.}$$

$$A_{sup} = \frac{Mt}{Z \times f_{st}} = \frac{10,68 \times 10^{-3}}{0,096 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2.$$

Calcul des aciers inferieur au niveau de l'encastrement.

On adoptera un espacement des barres de 20 cm tout le long de l'encastrement.

$$A_{inf} = \frac{S_t Vu}{Z \times f_{st}} = \frac{0,20 \times 16,44 \times 10}{0,096 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,1 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte section supérieur et inferieur : **6HA10/ml=4,71 cm** soit HA10 (esp =20 cm).

Les armatures de répartition: $A_y=(A_x/3)= 4,52/3)=1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 6HA8/ml =3,02 cm²/ml soit HA8 (esp =20 cm).

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.9.Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

Mu (kNm)	μbu	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	Amin(cm ²)	A adoptée (cm ²)
10,68	0,075	0,097	0,096	3,19	1,2	6HA10/ml=4,71

• **Vérification de l'espacement :**

$S_t \leq \min (2,5h ; 25\text{cm})$ $S_t \leq \min 2,5 \times 12,25\text{cm}$ $S_t \leq 25\text{cm}$ soit $S_t=100/5= 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,164 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A P'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5,43 + 3,5) = 8,93 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8,93 \times 1,2^2)/2] + 1 \times 1,20 = 7,63 \text{ kNm}$$

Vérification de σ_{bc} :

✓ **Calcul de y**

NOTE : on néglige A's dans les vérifications

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15A_s \times y) - (15A_s \times d) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + (15 \times 4,71)y - (15 \times 4,71 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 70,65y - 706,5 = 0 \quad \text{d'où } y = 3,06 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s \times (d - y)^2.$$

$$I = \frac{100 \times 3,06^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (10 - 3,06)^2 \Rightarrow I = 4220,57 \text{ cm}^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,63 \times 10^{-3} \times 0,0306}{4220,57 \times 10^{-8}} = 5,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton,}$$

Vérification de σ_{st} :

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

$$\sigma_{st} = [15 \times 7,63 \times 10^{-3} \times (0,1 - 0,0306)] / 4220,57 \times 10^{-8} = 188,2 \text{ MPa,}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa,}$$

$< \overline{\sigma}_s$ condition vérifié

• **Etat limite de déformation (la flèche)**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{120} = 0,1 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 9} = 0,0045 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

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

Schéma de ferrailage :

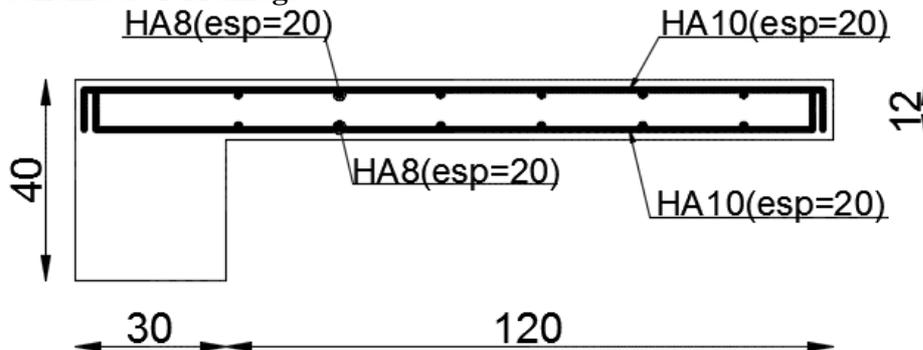


Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon type N°1

III.3. Etude de l'acrotère

a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

Le poids propre : $G_t = 2,4825 \text{KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$

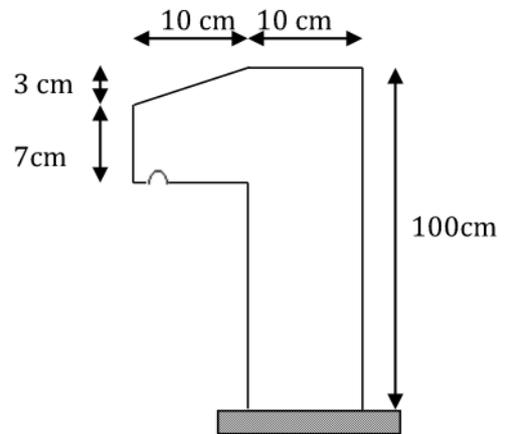


Figure II.11 Schémas de l'acrotère

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

W_p : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3,108 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,108 \Rightarrow F_p = 1,49 \text{ KN}$

d) Calcul de centre de gravité de la section $G (X_G; Y_G)$:

$$Z_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \Rightarrow Z_G = 0,534 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \Rightarrow Y_G = 0,0576 \text{ m}$$

Avec $X_G = 0,50 \text{ m}$

Calcul des sollicitations

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 3,108 \text{ KN} ; M_G = 0,023 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,49 \times 0,5347 = 0,796 \text{ KN.m.}$$

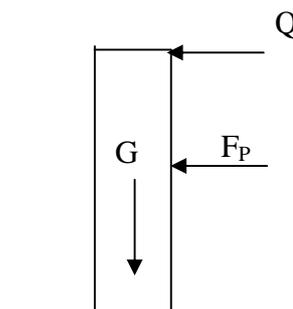


Figure III.8 Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

Tableau III.10 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	3,108	4,2	3,108
M (KN .m)	1,819	1,53	1,023

a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{1,819}{3,108} \Rightarrow e_1 = 0,585m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,166m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

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 ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul = $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

e_1 : Excentricité du premier ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 60cm \Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{100}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10cm ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0,023}{0,023 + 1} = 0,022$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = 0,0024 m.$$

D'où : $e=0.585+0.002+0.0024= 0.5894$ m.

Les sollicitations de calcul deviennent :

b) Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2,65 \text{ KN} \\ M_u = -0,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

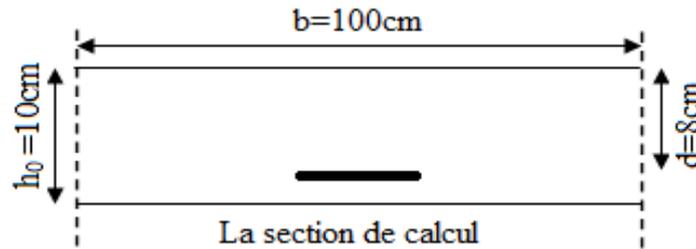


Figure III.9 Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_f = 1,050 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0089$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0112$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,0796 \text{ m .}$$

$$A_r = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0,33 \text{ cm}^2 .$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_r - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0,33 \times 10^{-4} - \frac{3,108 \times 10^{-3}}{348} = 0,32 \text{ cm}^2 .$$

c) Vérification à l'ELU

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,49 + 1 \Rightarrow V_u = 2,49 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,49}{1 \times 0,08} = 0,0311 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

d) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 3,108 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 1,023 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa.}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow e_G = \frac{1,023}{3,108} = 0,329 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve}$$

à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

Position de centre de poussée

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,329 - 0,05 = 0,28 \text{ m}$$

On a N (compression) donc $c = -0,28\text{m}$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c).$$

$$P = -3(-0,28)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 + 0,28)}{1} \Rightarrow P = -0,28\text{m}^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2.$$

$$q = -2(-0,28)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 + 0,28)^2}{1} \Rightarrow q = 0,057\text{m}$$

$$y_c^3 - 0,14 \times y_c + 0,016 = 0.$$

$$\Delta = 4 p^3 + 27 q^2 = -4,83 \times 10^{-3}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,46 \\ \cos\theta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0,97 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\theta}{3} = 0,148\text{m} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\theta}{3} + 120^\circ \right) = -0,081\text{m} \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\theta}{3} + 240^\circ \right) = -0,081\text{m} \end{array} \right.$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,28 \leq y_c \leq 0,38$

On opte pour $\Rightarrow y = y_c + c = 0,011\text{m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15A(d - y) = -2,14 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,051\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{sc} = 6,378\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$$

Schéma de ferrailage

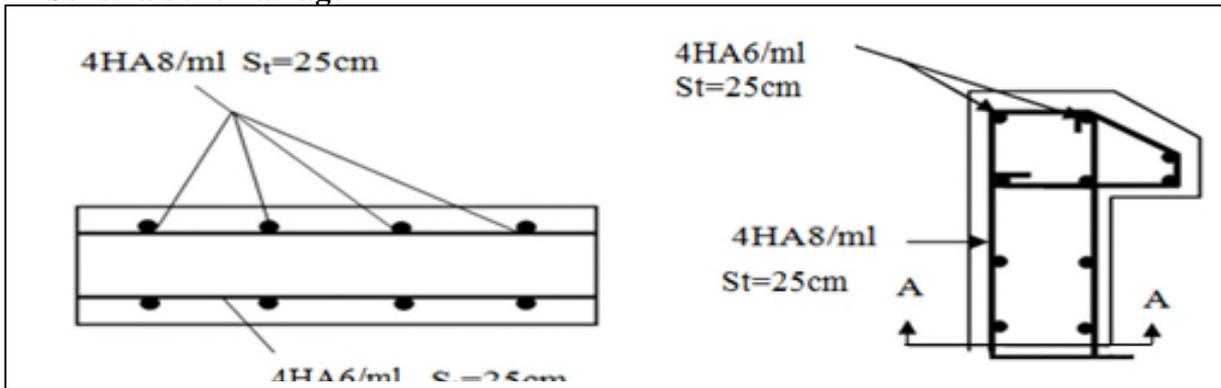


Figure III.10 Ferrailage de l'acrotère

III.4 Etude des dalles l'ascenseur

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristique suivants :

- La vitesse de circulation est de 1m/s.....[Annexe I]
- Course maximale est de 50m.[Annexe I]
- Charge due à l'ascenseur : DM=82 KN.....[Annexe I]
- Charge due à la machine : PM=15 KN.....[Annexe I]
- Poids de la cuvette : FC=120KN.....[Annexe I]
- Dimensions de la gaine : Bs×Ts=(1,8×2,1) (m²)[Annexe I]
- Charge nominale (des personnes) est de 6,3KN.....[Annexe I]
- Démentions minimal de la locale machine =(180×420×200)cm²[Annexe I]
- Passage libre =(120×100)(cm²).....[Annexe I]

La figure suivant montre un exemplaire d'un ascenseur, avec tout ces composantes:

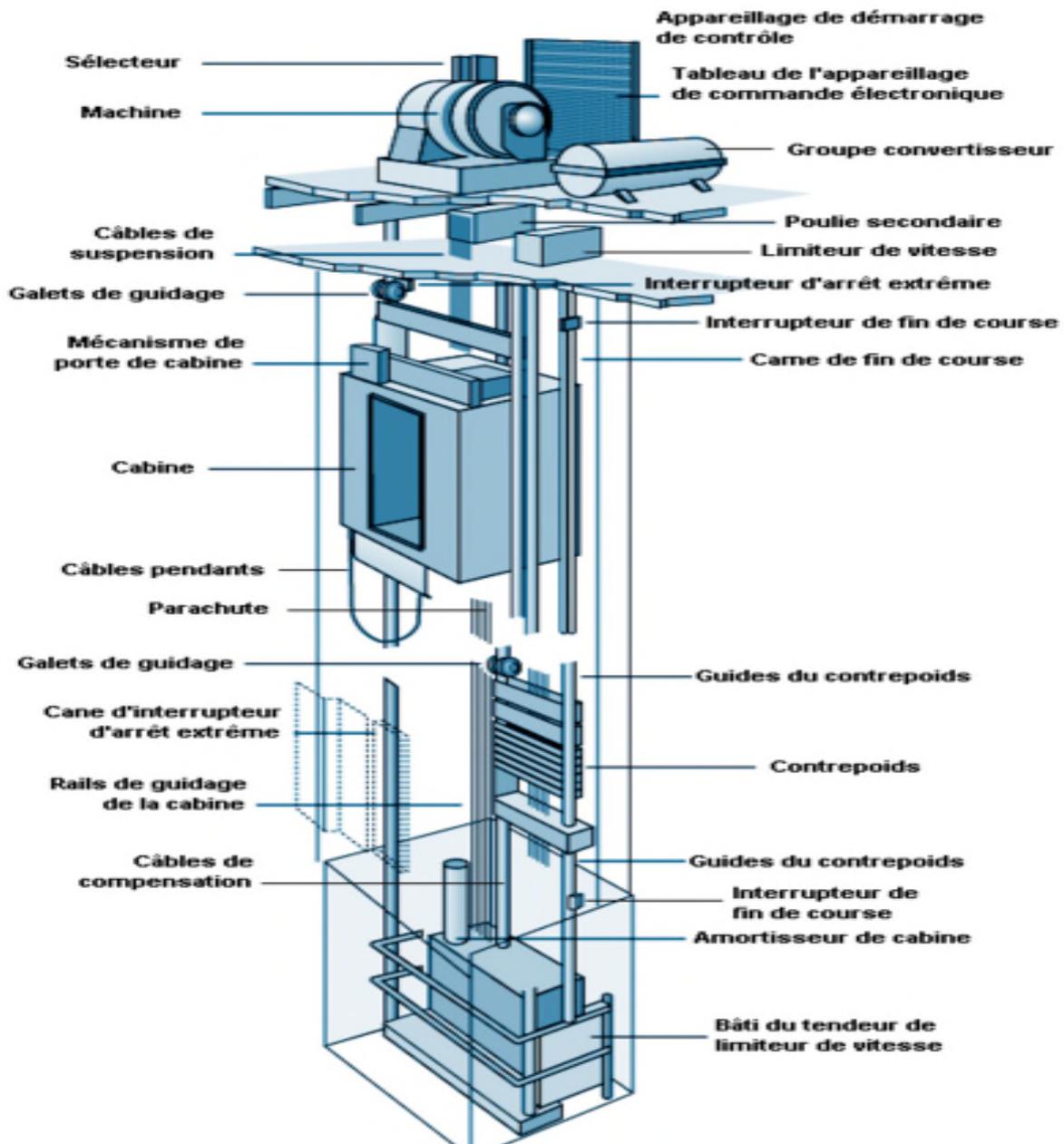


Figure III.11 Concept d'un ascenseur.

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes auxquelles elle est soumise (machine + ascenseur), après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines on a adopté une épaisseur de 20 cm. $L_x=160\text{cm}$, $l_y=165\text{cm}$ dans une surface $S=2.64\text{ m}^2$

A. Dalle sous ascenseur

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton armé : $G_{\text{dalle}} = \rho \times e = 25 \times 0,2 = 5\text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) : $G_{\text{cuvette}} = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2.64} = 38,63\text{KN/m}^2$.

Poids propre du revêtement : $G_{\text{revêtement en béton seul}} = \rho \times e = 25 \times 0,04 = 1\text{ KN/m}^2$

La charge totale c'est : $G_t = 44,63\text{ KN/m}$.

- La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),..... $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$.

b. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 61,76 \text{ KN} / \text{m}^2$.

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 45,63 \text{ KN} / \text{m}^2$.

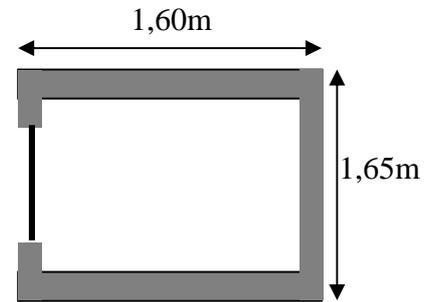


Figure III.12 Cage d'ascenseur.

c. Calcul des sollicitations

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \text{ [Annexe III]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,197 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.77 \text{ KNm} \end{cases}$

➤ **Calcul des moments corrigés (réel)**

✓ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5,26 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4,91 \text{ KNm}$

✓ En appui : Sens x-x' : $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2,47 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = -0.3 \times M_0^y = -2,47 \text{ KNm}$

d. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $dx=18\text{cm}$ et $dy=17\text{cm}$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	M_{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	d (m)	At (cm^2/ml)	A_{choisi} (cm^2/ml)	St (cm)
travée	x	5.26	0,011	0,0143	0,108	0,18	0.84	4HA10=3.14	25
	y	4.91	0,010	0,0169	0,109	0,17	0,56	4HA10=3.14	25
appuis	x et y	2.47	$\frac{0.004}{4}$	0.179	0.26	0.18	0.26	3HA10=2.36	30

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0,4$; avec $F_c=400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-1)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,65 \text{ cm}^2$$

donc on ferraille avec A_{\min}

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul des espacements**

Selon x: $S_t \leq \min(2e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

Selon y: $S_t \leq \min(2e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

e. **Vérification nécessaire**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 1 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{4} = 26,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,145 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 45,63 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0,2, \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5,43 \text{ KNm.}$$

$$M_{0y} = 5,18 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments corrigé (réel)**

$$M_{t \text{ ser}}^x = 4,615 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 4,4 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

• Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.12 Vérifications des états limite de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
travée	x	4.615	3.67	11319.62	1.49	15	vérifiée
	y	4.4	3.67	11319,62	1.43	15	vérifiée
appuis	x et y	1.629	3.23	8845.88	0.67	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.2}{1.6} = 0,125 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0,00174 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche son vérifiées

• Schéma de ferrailage:

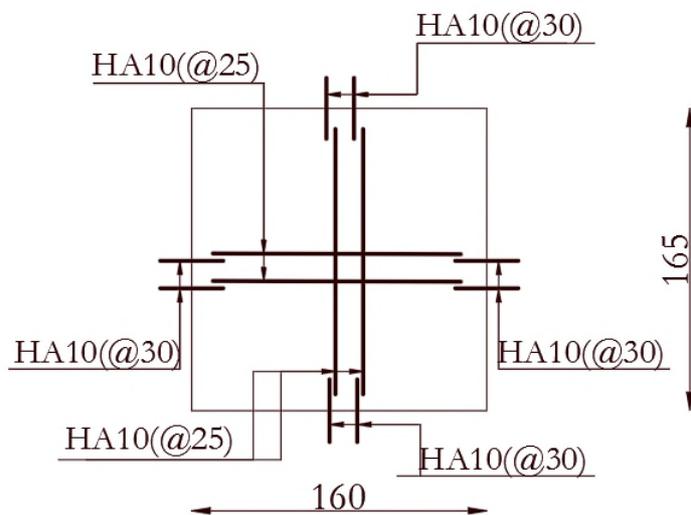


Figure. III.13.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

B. Dalle au-dessous de l'ascenseur

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit uniformément sur un aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

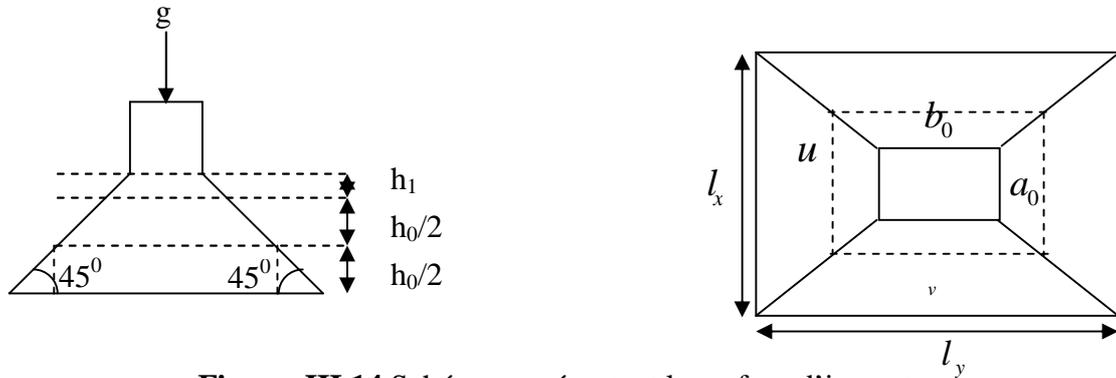


Figure III.14 Schéma représentant la surface d'impact.

a. Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

$h_1 = 5cm$ (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0 = 14cm$ (épaisseur de la dalle en béton)

Ψ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 108cm. \end{cases}$

b. Calcul des sollicitations

b.1. Evaluation des moments du au charge concentré

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103.3 = 139,45KN$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins..... [Annexe III]

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 1,00$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,675 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,675 \end{array} \right. ; ET \left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_y} = \frac{108}{165} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,654 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{165} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,654 \end{array} \right.$$

On remplace

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 10,04 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 7.95 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

b.2. Evaluation des moments due au charge repartie (poids propre de la dalle) :

$$G_{\text{plancher local machine}} = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1 = 9.44 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.95 \text{ KNm} \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.88 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.83 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = 9.35, M_{ty} = 7.50 \text{ KNm}$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = -3,3 \text{ KNm}$

c. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d = 18 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	M_{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	At (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x	9,35	0,020	0,0256	0,178	1.51	1.65	4HA10=3.14	25
	y	7,5	0,018	0,0227	0,168	1.28	1.60	4HA10=3.14	25
appuis	x et y	-3,3	0.007	0.0089	0.179	0.53	1.65	3HA8=2.36	25

d. Vérification à l'ELU :

- ✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article A.5.2.42)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm}; \quad P_u = 139.45 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1.5.$$

$$P_u = 139.45 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 464.83 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant : $b = 100 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1.5) = 1.17 \text{ MPa}$$

On a une charge concentrée avec $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times 0.8} = \frac{139.45}{3 \times 0.8} = 58.1 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.322 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

b.1. Evaluation des moments du au charge répartie

$$v = 0.2, \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = 0.82 / M_0^y = 0.78 \text{ KNm}$$

b.2. Evaluation des moments du au charge concentré

$$P_s = g + q = 97 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

A.N

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 103.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.057) = 8.61 \text{ KNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = 103.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.057) = 7.37 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = 8.015 \text{ KNm} / M_{t \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = 0.85 \times M_{x1} = 6.92 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = M_{a \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = -0.3 \times M_a = -2.83 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = M_{t\ ser}^{x\ repartie} + M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 8,015\ KNm \\ M_{ax} = M_{ay} = M_{a\ ser}^{x\ repartie} + M_{a\ ser}^{x\ concentré} = 3,206\ KNm \end{cases}$$

• Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

Tableau III.14 Vérifications des états limite de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
travée	x	8.015	3.67	113198,62	3,03	15	vérifiée
	y	6.92	3.67	11319,62	2.43	15	vérifiée
appuis	x et y	3.206	3.23	8845.88	1.205	15	vérifiée

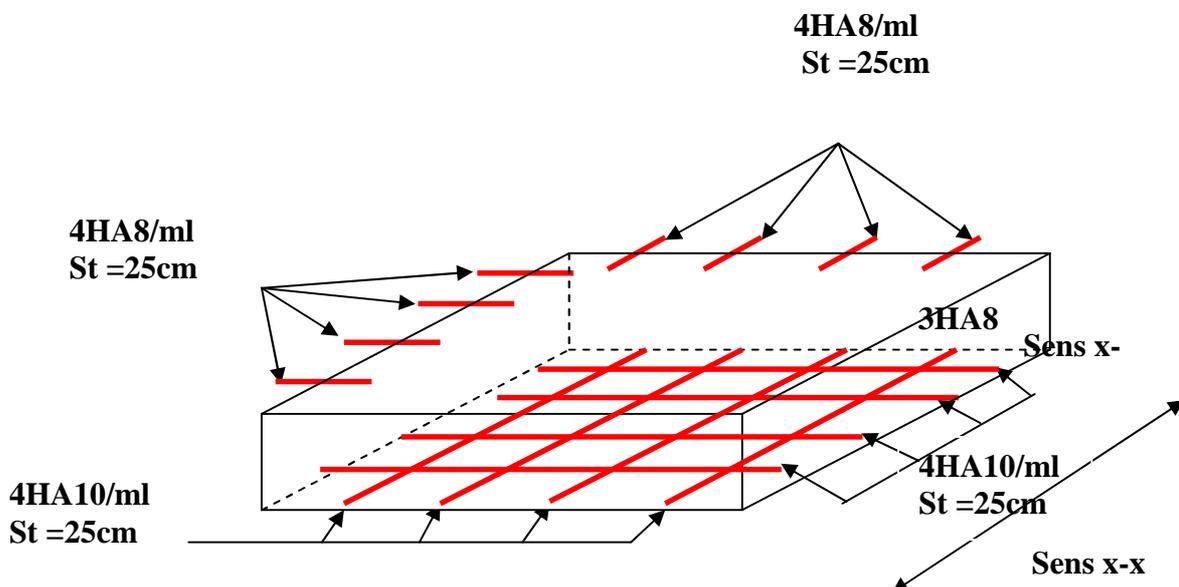
Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.P donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow \frac{20}{160} = 0,125 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche son vérifiées

• Schéma de ferrailage



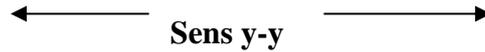


Figure. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5. Etude des escaliers de l'étage courant:

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller 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.

II.12.1. Escalier d'étage courant : les volée 1 et 3 sont identique.

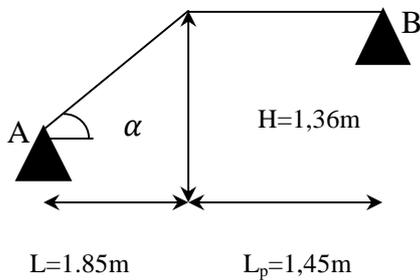


Figure II.17 Schéma de 1^{er} et 3^èim volées

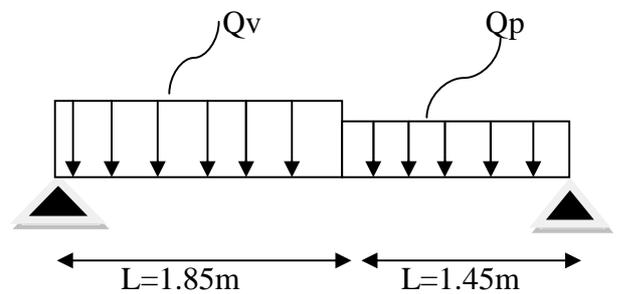


Figure II.16 Schéma statique de 1^{er} et 3^èim

II.12.1.1. Evaluation des charges de l'escalier

$$\begin{aligned}
 \text{volée} \begin{cases} G_v = 8.09 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ ELU} \begin{cases} q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q = 14.67 \text{ KN/m}^2 \\ q_{up} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \\
 \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = 10.59 \text{ KN/m}^2 \\ q_{sp} = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

II.12.1.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\begin{aligned}
 \sum f/x = 0 &\Leftrightarrow 1.85 q_v + 1.45 q_p = R_A + R_B \\
 \sum M/A = 0 &\Leftrightarrow \text{ELU} = \begin{cases} R_A = 22.98 \text{ KN} \\ R_B = 19.83 \text{ KN} \end{cases}; \text{ ELS} = \begin{cases} R_A = 16.56 \text{ KN} \\ R_B = 14.23 \text{ KN} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Tableau III.15 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

	R _A (KN)	R _B (KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V ^{max} (KN)
ELU	22,98	19,83	13,26	-8,84	22,98
ELS	16,56	14,23	9,54	-6,36	/

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

$$\begin{cases} M_t = 0,75 M_{max} \\ M_a = -0,5 M_{max} \end{cases}$$

II.12.1.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (100 \times 15)$ cm; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Ferrailage de l'escalier à deux volées droites à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adopt} (cm ² /m)	St (cm)
En travée	13,26	0,034	0,432	0,122	2,7	0,67	6HA8= 3,02	20
En appuis	-8,84	0.0195	0.0246	0.176	1.45	0,67	4HA8 = 2,01	30

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties : $A_{repartition} = \frac{A_{repartition}}{4}$

{ Entravée: $A_{rep} = 0.8475 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit: $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 30\text{cm}$
 { Enappuis : $A_{rep} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit: $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 30\text{cm}$

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

$$V^{max} = 22.98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{22.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.176 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On vérifie : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Tableau III.17. 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	4,56	3.8	12082.460	3.050	15	Vérifiée
En appui	-6,36	3.23	8845.88	2.36	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) l_x \Leftrightarrow 5.4\text{cm} < 6.25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2b \times d}{fe} \Leftrightarrow \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3.3\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous } g : \begin{cases} q_v^g = 8.09 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5.23 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,75 \times 9,24 = 6,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } j : \begin{cases} q_v^j = 4.5 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3.75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,75 \times 5,72 = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } p : \begin{cases} q_v^p = 10,59 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,73 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,75 \times 12,72 = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.0018 \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 11.66 \\ \lambda_v = 4.66 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 4987,200 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ Mpa} \\ E_i = 32456,60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

➤ Calcul des σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 74.04 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 47.77 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 170.99 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul des μ

$$\mu_g = 0; \quad \mu_j = 0 \quad ; \quad \mu_p = 0$$

➤ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 7.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ I_{f_{ji}} = 7.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ I_{f_{pi}} = 7.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ I_{f_{gv}} = 7.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gi} = 5.75 \times 10^{-5} \text{ m} \\ f_{ji} = 3.71 \times 10^{-5} \text{ m} \\ f_{pi} = 4.23 \times 10^{-4} \text{ m} \\ f_{gv} = 1.72 \times 10^{-4} \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5.004 \times 10^{-4} \text{ m} < \bar{f} = \frac{185}{500} = 3.7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

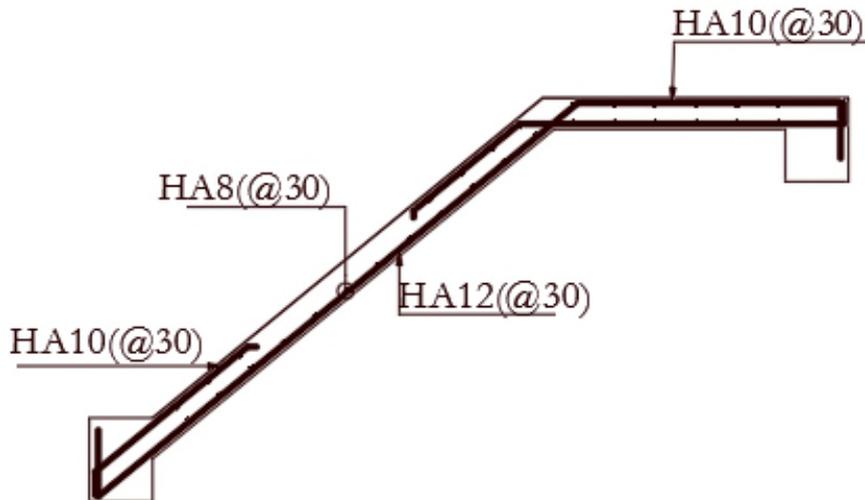


Figure III.18 Schéma de ferrailage de l'escalier

A. Etude des volées 2 :

leur études se fera comme une console.

a) Les charges

$$G_v = 8.09 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 14.67 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 10.59 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{14.67 \times 1,4^2}{2} \right] = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{10.59 \times 1,4^2}{2} \right] = 10.37 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 1.4 \times 14.67 = 20.53 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 ferrailages des volée 2 et 4 des étages courants.

Zone	M_u	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	S_t
	(KNm)			(m)	(cm^2/ml)	(cm^2/ml)	(cm^2/ml)	(cm)
appuis	14.37	0,059	0,077	0,125	4,22	1,56	4HA12=4,52	25

➤ **Armatures de répartition**

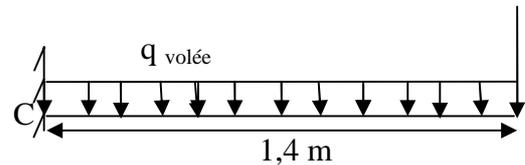


Figure III.19 Schéma statique de la 2ème volée

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4\text{HA}8/\text{ml}$$

$$= 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 1,58 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

d) Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

As = 4,52cm²; M_{ser} = 10.37KN.m; y=7.15cm; I=9599,49cm⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{10.37 \times 7.15}{9599.49} \times 10^3 = 7,72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,4} = 0,107 > 0,0625 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

e) Schéma de ferrailage

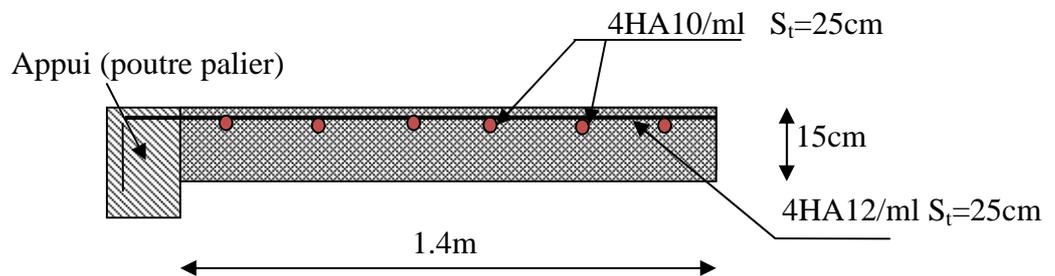


Figure III.20 Schéma de ferrailage de la volée 2

III.6. Etude de la poutre palière (30×30).

Dimensionnement

La poutre palière est calculée comme une poutre encastree à ses extrémités soumise aux réactions et aux moments provenant des volées.

Ça n'existe pas on a $h \geq L/16$ $h \geq 420/16 = 26.25$ cm

On adopte une poutre de 30x40 cm²

Détermination des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3$ KN/m

$$\text{Charges transmises par les paillasses : } \begin{cases} ELU: R_{Au} = 22,98 \text{ KN/m} \\ R_{Bu} = 19,83 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{As} = 16,56 \text{ KN/m} \\ R_{Bs} = 14,23 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments transmis par les paillasses } \begin{cases} ELU: M_{Bu} = 9,60 \text{ KNm/m} \\ ELU: M_{Cu} = 14,67 \text{ KNm/m} \end{cases}$$

Talle que :

R_B Sont les réactions de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée au niveau de la poutre palière.

R_C Est la réaction de la deuxième volée au niveau de la poutre palière.

M_B Sont les moments de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée au niveau de la poutre palière.

M_C Est le moment d'encastrement de la deuxième volée au niveau de la poutre palière.

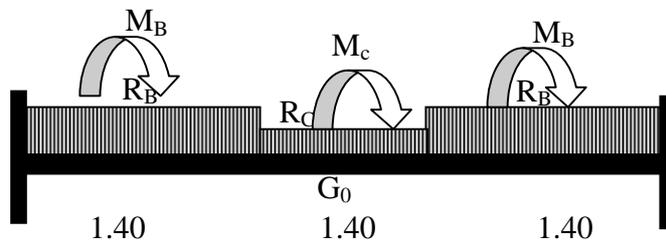
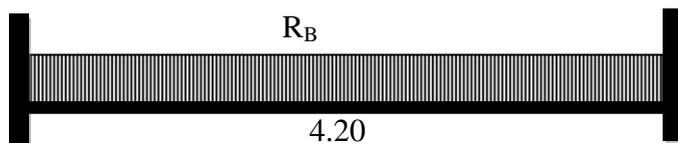


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière

Calcul à la flexion simple

On adopte le système



$$\text{Calcul des sollicitations : } q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 G_0 + R_{Bu} = 23,88 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = G_0 + R_{Bs} = 17,23 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée : } M_{tr} = q \times \frac{l^2}{24} = \begin{cases} ELU: 17,55 \text{ KN.m} \\ ELS: 12,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_{ap} = q \times \frac{l^2}{12} = \begin{cases} ELU: 35,10 \text{ KN.m} \\ ELS: 25,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage à l'ELU

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (bxh) = (30x40)cm²

b = 30 cm ; h = 40 cm ; d = 37cm ; f_e= 400 MPA ; f_{c28c} = 25 MPA

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S).

Position	M (kN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	$A_{s_adoptée}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	17,55	A	0,03	0,038	0,36	1,40	3HA10=2,36	1,34	Vérifiée
Appui	35,10		0,06	0,077	0,35	2,88	3HA12=3,39		

Vérification à l'effort tranchant

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 23,88 \times \frac{4,2}{2} = 50,148 \text{ KN}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_v = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{50,148 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Cas d'armatures droites :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

Armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}'}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Leftrightarrow \frac{A_t}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}'}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

- Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

- $f_{ij}' = \min (f_{ij} ; 3,3 \text{ MPa})$

- $k = 1$: dans le cas général.

$k = 0$: si la fissuration est très préjudiciable ou s'il y'a reprise de bétonnage.

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

• Conditions complémentaires :

$$St \geq 7 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad S_{\min} = 7 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right)$$

$$\varnothing_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

($k = 1$ flexion simple, sans reprise, Armatures droite ($\sin \alpha + \cos \alpha = 1$))

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e / \gamma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{trans} = -1,5 \times 10^{-5} < 0$$

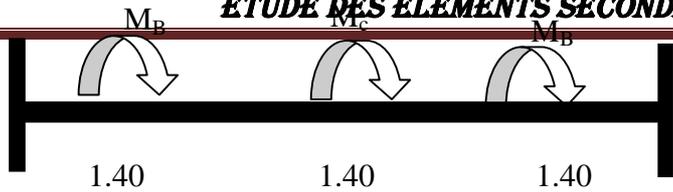
Donc : on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

Vérification de la compression des bielles d'about

Vérification des aciers longitudinaux à l'effort tranchant aux appuis: (rives)

Vérification à la torsion :

On adopte le système



Moment de torsion

$$M_{tor} = ((M_B \times 1.4 + M_C \times 1.4 + M_B \times 1.4)/4,2)/2 \quad \text{à l'encastrement}$$

$$\Rightarrow M_{tor} = 5,64 \text{ KN.m}$$

D'après le C.B.A 93, dans le cas de la torsion, la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur (e = Ø/6) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

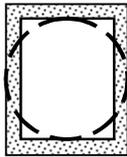
Ø = min(b, h) : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b × h).

U = 2((b - e) + (h - e)) Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

$$\begin{cases} \phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm} \\ e = \frac{\phi}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2 \\ U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 120 \text{ cm} \end{cases}$$


$$\Rightarrow A_l^{tor} = \frac{5,64 \times 10^{-3} \times 1,20 \times 1,15}{2 \times 0,0875 \times 400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$A_{trans}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \text{ on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow A_{trans}^{tor} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion

$$\tau^T = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{5,64 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05}$$

$$\Rightarrow \tau^T = 0,64 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte globale

On doit vérifier : $\tau_{total} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total} = \sqrt{\tau^V^2 + \tau^T^2} = \sqrt{0,45^2 + 0,64^2} = 0,78 \text{ MPa}$

Armature droite et Fissuration Peu Prejudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}$

$$= \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage global

En travée : $A_{st} = A_t^{F.S} = 1,4 \text{ cm}^2$
 Soit : 3HA12 = 3,39cm²

En appui : $A_{sa} = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,88 + \frac{1,11}{2} = 3,43 \text{ cm}^2$
 Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 1,38 = 1,83 \text{ cm}^2$
 Soit : 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + une épingle), St=15 cm.

Vérification à l'ELS

Fissuration Peu Préjudiciable ⇒ vérification des contraintes dans le béton et l'état limite de déformation (la flèche).

✓ **Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} KN.m	As (cm ²)	A's (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPA
travée	32,34	3HA12	3HA12	12,81	80618	5,14	15	Vérifié
appui	21,56	5HA12	3HA12	11,91	70244	3,65	15	Vérifié

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les trois conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 31,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 2,70 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

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

Schémas de ferraillage

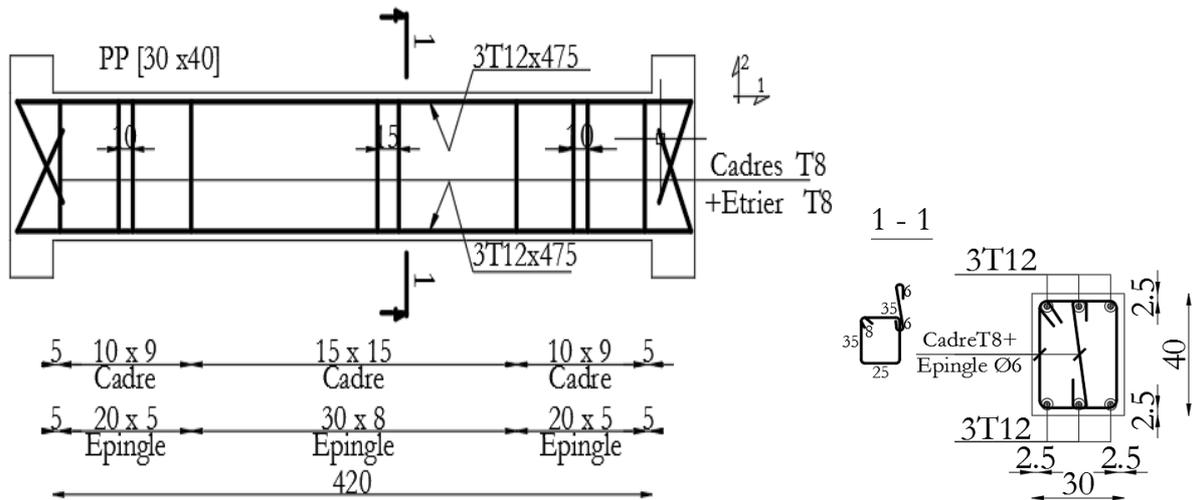


Figure III.22. schémas de ferrailage est la coupe de la poutre palière.

III.7 Etude des poutres de chainages :

III.7.1 Définition : D'après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

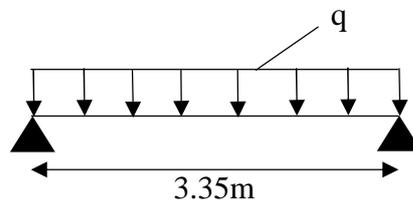


Figure III.23. Schéma statique de la poutre de chainage.

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

II.14.1. Dimensionnement

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20\text{cm} ; 15\text{cm}\right) \Rightarrow h \geq 15$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 22.33\text{cm} \leq h \leq 33.5\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA 99/2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc on prend : } \begin{cases} b = 30\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \end{cases}$$

II.14.2. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25\text{KN/ml}$
- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.86(3.06 - 0.30) = 3.94\text{ KN/m}^2$
- $Q_{\text{plancher}} = 1.5\text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (2.25 + 3.94) + 1,5 \times 1.5 = 10.61\text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (2.25 + 3.94) + 1.5 = 7.69\text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 14.88\text{KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = 12.65\text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,3 \times M_u = -4.46\text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = 17.77\text{ KN.}$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 10.78\text{KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = 9.16\text{KN.m}$$

$$M_a^s = -0,3 \times M_s = -3.234\text{KN.m}$$

Ferraillage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.21: Ferraillage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M_u KN. m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{choisit} (cm^2/ml)
En travée	12.6 5	0.027	0,034	0,325	1.12	1,41	2HA12=4,96

En appuis	4.46	0,0096	0,012	0,328	0.39	1,41	3HA12=3,39
-----------	------	--------	-------	-------	------	------	------------

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{54,1 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,546 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7 \text{ cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_U - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm.}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm.}$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$.

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.22 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	9.16	4.4	3,056	1,32	15
En appuis	-3.234	4.4	3,056	0,46	15

➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{335} = 0,089 > 0,084 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 2,26 < 10,39 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3. $L = 3.35 \text{ m} < 8 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, il n'y a pas de risque de déformation.

➤ Le schéma de ferrailage

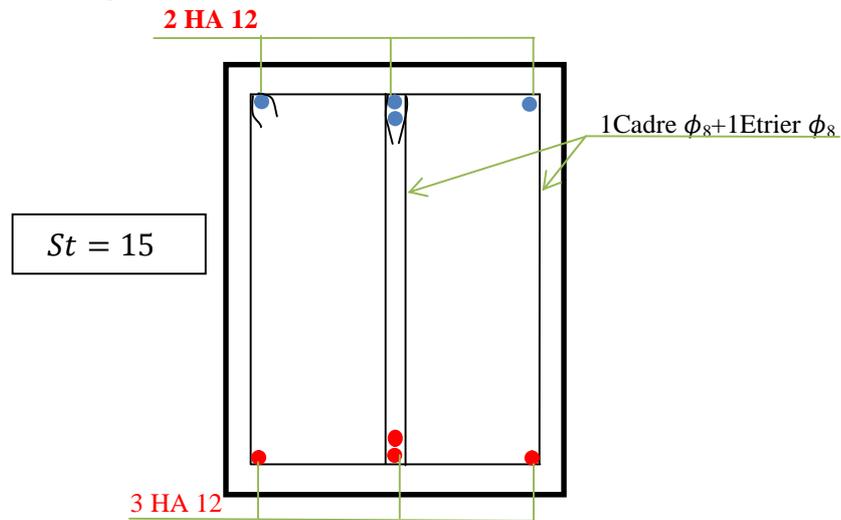


Figure III.24 Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le SAP2000. V.15 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation ($L_i/I_{i-1}=11,8/15,85=0,74<0,8$) ainsi les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art (4.1.2) $H_{\text{structure}}>23\text{m}$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D’appris le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d’usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l’amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d’amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10 + 2) / 2) = 6\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0.935$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site ferme (S2) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau $h_N = 36.5m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (36.5)^{\frac{3}{4}} = 0.74s.....(I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=21.4\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 22.10\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 36.5}{\sqrt{21,4}} = 0,71\text{s} \dots \dots \dots (II) \text{ 0}$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,71\text{s}$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 36.5}{\sqrt{22.1}} = 0,69\text{s} \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,69\text{s}$

$$T_2 = 0.4\text{s} \leq T_{sx} \leq 3\text{s} \quad \text{d'ou} \quad \text{donc : } D_x = 1.86$$

$$T_2 = 0.4\text{s} \leq T_{sy} \leq 3\text{s} \quad \text{d'ou} \quad \text{donc : } D_y = 1.89$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.71 = 0.92\text{s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.69 = 0.896\text{s} \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \text{ Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q Selon x-x		Valeurs de P_q Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	oui	0	oui	0
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Non	0.05	Non	0.05

Ce qui donne : $Q_x = 1,30$
 $Q_y = 1.30$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

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

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS 2016** on a trouvé : $W_{tot} = 43181,2735 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 3132.36 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 3182,89 \text{KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

a. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

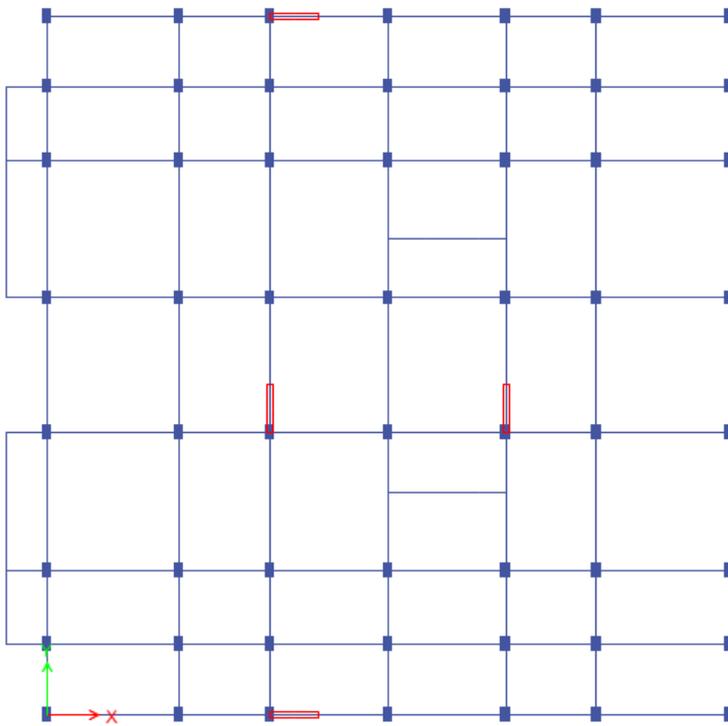


Figure IV.1 Schéma de dispositions des voiles.

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

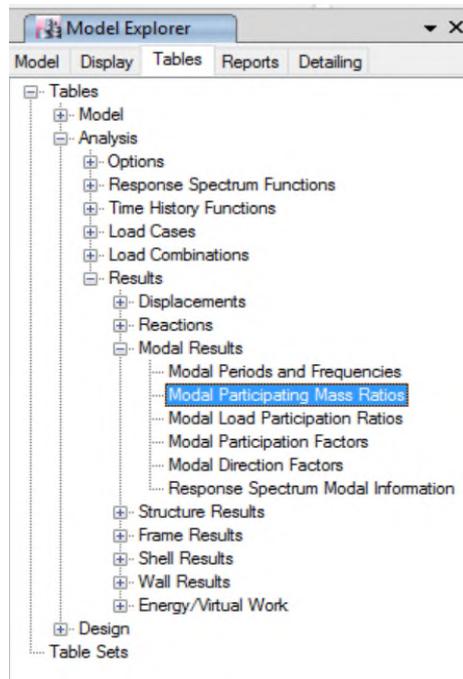


Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	1,149	0,655	0,0001	0	0,655	0,0001	0
2	1,038	0,0003	0,6728	0	0,6553	0,6728	0
3	0,944	0,0139	0,0039	0	0,6692	0,6768	0
4	0,364	0,0718	0,0001	0	0,741	0,6769	0
5	0,344	0,0002	0,084	0	0,7411	0,7609	0
6	0,0332	0,00315	0,0002	0	0,8347	0,8156	0
7	0,0331	0,00244	0,0003	0	0,8423	0,8326	0
8	0,032	0,0004	0,0003	0	0,8636	0,8511	0

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale
- ✓ On doit retenir les modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
<i>PARKING</i>	28632.072	3625.686	88.7602666	11.2397334
<i>RDC</i>	25933.549	3332.273	88.61377275	11.3862273
<i>1^{er} étage</i>	22703.252	3162.014	87.7750571	12.2249429
<i>2^{ème} étage</i>	20164.459	2902.479	87.41714657	12.5828534
<i>3^{ème} étage</i>	17456.724	2759.675	86.34932463	13.6506754
<i>4^{ème} étage</i>	15049.966	2464.033	85.93106577	14.0689342
<i>5^{ème} étage</i>	12537.9	2260.807	84.72294235	15.2770577
<i>6^{ème} étage</i>	10297.032	1916.222	84.31030747	15.6896925
<i>7^{ème} étage</i>	7989.605	1639.219	82.97591689	17.0240831
<i>8^{ème} étage</i>	5773.839	1240.256	82.31766179	17.6823382
<i>9^{ème} étage</i>	3817.806	867.938	81.47705039	18.5229496
<i>TOITURE</i>	1878.672	441.344	80.97668292	19.0233171

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
PARKING2	579.054	578.467	50.025	49.974	518.746	683.698	43.14096956	56.8590304
RDC	365.006	1111.641	24.718	75.281	403.038	1495.727	21.22632343	78.7736766
1 ^{er} étage	558.805	403.074	58.095	41.904	517.643	469.424	52.44253936	47.5574606
2 ^{ème} étage	493.413	236.161	67.630	32.369	352.909	510.219	40.88721487	59.1127851
3 ^{ème} étage	469.708	225.757	67.538	32.461	339.593	454.939	42.74126152	57.2587385
4 ^{ème} étage	509.226	169.695	75.005	24.994	384.754	350.278	52.34520402	47.654796
5 ^{ème} étage	429.754	184.024	70.017	29.982	323.569	330.74	49.45201732	50.5479827
6 ^{ème} étage	447.711	128.246	77.733	22.266	351.89	248.372	58.62273474	41.3772653
7 ^{ème} étage	340.494	150.272	69.380	30.619	264.404	234.257	53.02279505	46.977205
8 ^{ème} étage	333.1	87.11	79.269	20.730	269.75	157.679	63.10989661	36.8901034
9 ^{ème} étage	224.797	101.446	68.904	31.095	180.582	144.793	55.49965425	44.5003458
TOITURE	252.137	34.892	87.843	12.156	234.902	84.068	73.64391636	26.3560836

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports sont résumé dans le tableau suivant :

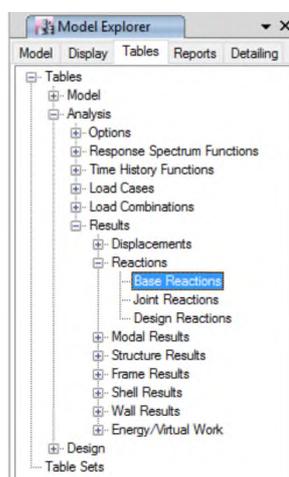


Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st} >0,8	Observation
X-X	2602,4232	3132,36	0,82	vérifiée
Y-Y	2697,9926	3182,89	0,8146	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.2 Vérification vis-à-vis des déplacements

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements

Niveaux	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
PARKIN G2	500	0,00 56	0,02 8	0	0,028	0,0000 56	0,001 36	0,00 68	0	0,00 68	0,0000 136
RDC	396	0,01 3	0,05 6	0,02 8	0,028	0,0000 70	0,043	0,21 5	0,00 68	0,2	0,0005
1 ^{ème} étage	306	0,38	1,9	0,05 6	1,84	0,006	0,42	2,1	0,21 5	1,88 5	0,0061
2 ^{ème} étage	306	0,83	4,15	1,9	2,25	0,0073	0,79	3,95	2,1	1,85	0,006
3 ^{ème} étage	306	1,27	6,35	4,15	2,2	0,0071	1,17	5,85	3,95	1,9	0,0062
4 ^{ème} étage	306	1,7	8,5	6,35	2,15	0,007	1,53	7,65	5,85	1,8	0,0058
5 ^{ème} étage	306	2,08	10,4	8,5	1,9	0,0062	1,87	9,35	7,65	1,7	0,0055
6 ^{ème} étage	306	2,44	12,2	10,4	1,8	0,0058	2,18	10,9	9,35	1,55	0,0050
7 ^{ème} étage	306	2,75	13,7 5	12,2	1,55	0,005	2,48	12,4	10,9	1,5	0,0049

8 ^{ème} étage	306	3,0	15	13,7 5	1,25	0,004	2,74	13,7	12,4	1,3	0,0042
9 ^{ème} étage	306	3,2	16	15	1	0,0032	2,93	14,6 5	13,7	0,95	0,0031
Toiture	306	3,64	18,2	16	2,2	0,0071	3,152	15,7 6	14,6 5	1,11	0,0036

VI.5.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg
Parking_02	D1	427126,95	427126,95
RDC	D2	412719,73	412719,73
1ER	D3	440836,21	440836,21
2EM	D4	195430,44	195430,44
3EME	D5	400737,89	400737,89
4EME	D6	400737,89	400737,89
5EME	D7	400737,89	400737,89
6EME	D8	394653,25	394653,25
7EME	D9	389884,04	389884,04
8EME	D10	389825,53	389825,53
Terrasse_ACC	D11	383824,75	383824,75
Terrasse_INA	D12	174495,56	174495,56

Tableau IV.7 Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
<i>PARKING</i>	500	4190,11	0,028	2602,4232	0,00009	0,0068	2697,9926	0,000021
<i>RDC</i>	396	4048,77	0,028	2399,3029	0,00011	0,2	2597,0055	0,00078
<i>1^{er} étage</i>	306	4324,60	1,84	2270,5093	0,0114	1,885	2535,458	0,0105
<i>2^{ème} étage</i>	306	1917,16	2,25	2194,1592	0,00642	1,85	2436,3746	0,00475
<i>3^{ème} étage</i>	306	3931,229	2,2	2136,8584	0,0132	1,9	2370,7289	0,0103
<i>4^{ème} étage</i>	306	3931,229	2,15	1969,7805	0,0140	1,8	2184,7181	0,0105
<i>5^{ème} étage</i>	306	3931,229	1,9	1770,9562	0,0137	1,7	1965,0556	0,0111
<i>6^{ème} étage</i>	306	3871,54	1,8	1543,4195	0,0147	1,55	1714,3203	0,0114
<i>7^{ème} étage</i>	306	3824,76	1,55	1285,8546	0,0150	1,5	1431,1297	0,0131
<i>8^{ème} étage</i>	306	3824,18	1,25	991,0267	0,0157	1,3	1106,1005	0,0146
<i>9^{ème} étage</i>	306	3765,31	1	644,838	0,0190	0,95	721,8166	0,0162
<i>TOITURE</i>	306	1711,79	2,2	247,9194	0,0496	1,11	274,9655	0,0225

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.4 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{c_j}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). l'effort sera vérifier à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

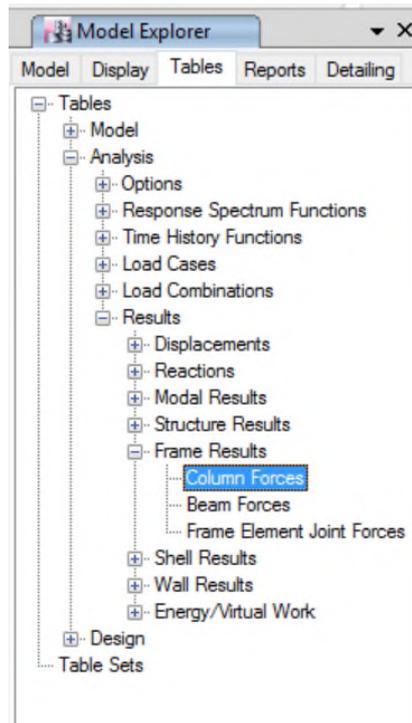


Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
PARKING 2	30×55	985,0938	0,238	Vérifiée
RDC	30×50	979,2479	0,261	Vérifiée
1 ^{er} étage	30×45	965,65	0,286	Vérifiée
2 ^{ème} étage	30×40	958,4966	0,294	Vérifiée
3 ^{ème} étage	30×40	744,1001	0,248	Vérifiée
4 ^{ème} étage	30×40	630,562	0,21	Vérifiée
5 ^{ème} étage	30×40	519,9099	0,17	Vérifiée
6 ^{ème} étage	30×40	413,7188	0,14	Vérifiée
7 ^{ème} étage	30×40	314,0681	0,11	Vérifiée
8 ^{ème} étage	30×40	256,8607	0,08	Vérifiée
9 ^{ème} étage	30×35	218,876	0,08	Vérifiée
TOITURE	30×35	111,5228	0,04	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (35×40) cm²; Poutre secondaire (35×35) cm²

Poteaux de sous-sol et galerie commercial (60×55) cm²

Poteaux de PARKING (30×55) cm²

Poteaux de R.D.C (30×50) cm²

Poteaux de 1^{er} étage (30×45) cm²

Poteaux de 2^{eme} au 8^{eme} étage (30×40) cm²

Poteaux de 9^{eme} et Toiture (30×35) cm²

Pour les voiles ; e = 20cm

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

V. Etude des éléments structuraux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$*1.35G + 1.5Q$$

$$*G + Q + E$$

$$*0.8G \pm E$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- 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).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

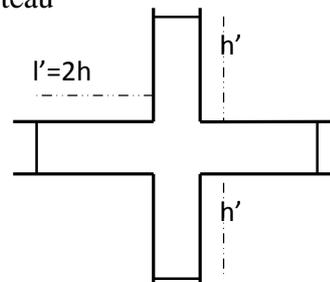


Figure V.1 Zone nodale.

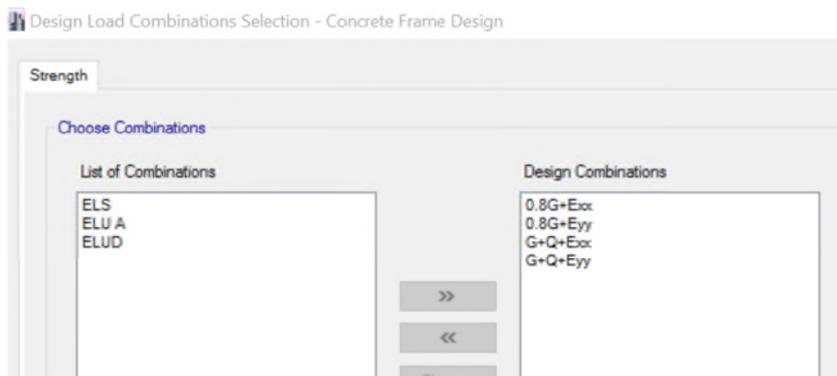
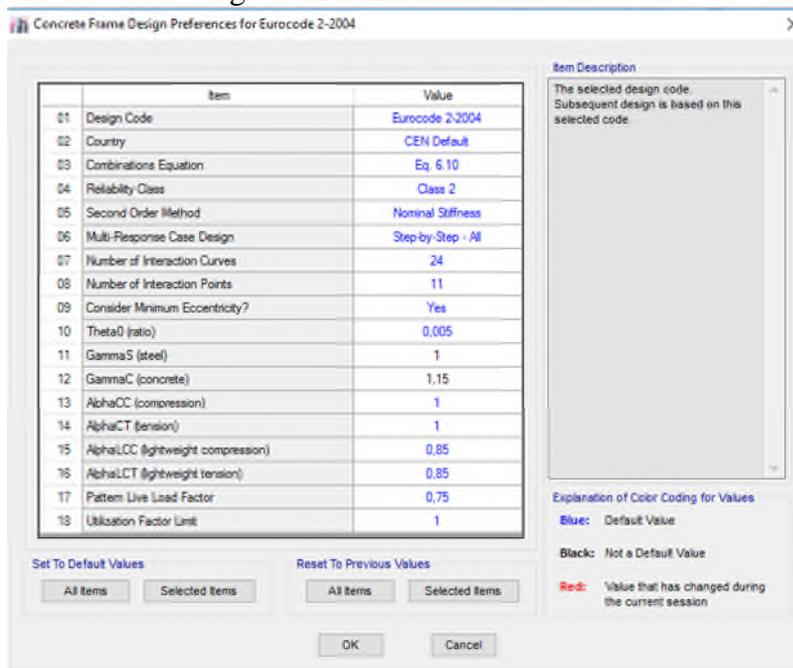
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
PARKING	30×55	13.2	66	99
RDC	30×50	12	60	90
1 ^{ère} étages	30×45	10.8	54	81
2 au 8 ^{ème} étages	30×40	9.6	48	72
9 ^{ème} étages et Toiture	30×35	8.4	42	63

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16

Note : Le ferrailage des poteaux selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16



Column Forces

1 de 1 Reload Apply

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN.m
Parking_02	C45	2216	0.8G+Eyy Max	0	744.544	8.1562	0.3878	0.0815

Ferrailage du poteau parking le plus sollicité selon logiciel ETABSV16

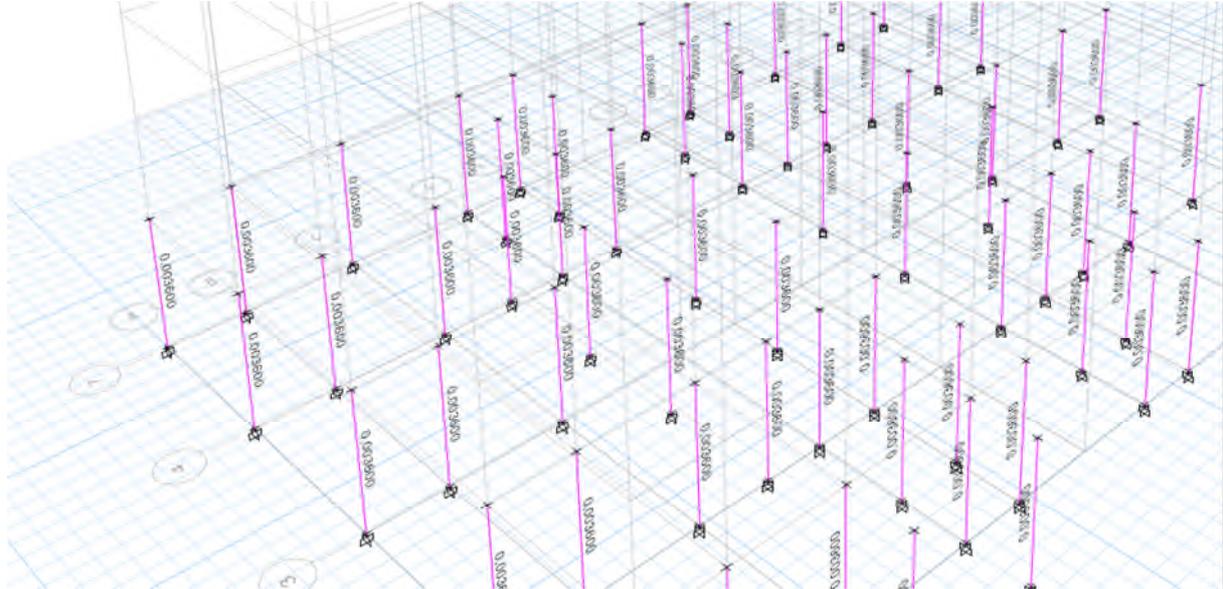


Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	N M		M _u corrigé	G		G + Q		V _u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
30x55	744,64	13,52	79.67	965	0,23	1163,4	0,29	8,16
30x50	659,1	29,4	70.52	857,68	0,64	1020,47	0,87	5,67
30x45	576,72	60,52	85.93	753,05	0,63	880,38	0,92	26,12
30x40	509,2	68,88	92.165	664,36	0,87	776,12	1,44	43,46
30x35	88,9	23,66	24.89	117,07	1,27	132,35	1,89	16,18

V.2.3 Ferrailage des poteaux : Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcul les autres seront donne dans un tableau récapitulatif

Les éléments soumis à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On a exemple :RDC (30x50) cm²

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{29.4}{659.1} = 0.044 \text{ (situation accidentelle)}$$

Avec l_f : Longueur de flambement ; CBA93 (Article B.3.3.1)

Poteaux de rive : $l_f = h_e = 3,96m$

Poteaux central : $l_f = 0,7h_e = 2,772m$

$$e_a = \max\left(1\text{cm}; \frac{l_f}{500}\right); \text{ CBA93 (Article A.8.4.1)}$$

$$\text{avec : } h_e = 396\text{cm} \Rightarrow e_a = \max\left(1\text{cm}; \frac{277,2}{500}\right) = 1\text{ cm};$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{G+Q}} = \frac{0.64}{0.87} = 0.73$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,772^2 \times (2 + 2\alpha)}{0.15 \times 10^4} = 0,053\text{m} = 5.3\text{cm}.$$

D'où : $e = e_1 + e_a + e_2$ (excentricité éventuelle).

a) Ferrailage du poteau.

$$\begin{cases} N_u = 659,1\text{KN} \\ M_{u_corrigé} = N \times e = 659,1 \times 0,107 = 70,52\text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul**

✓ Soit le poteau de RDC (30×50) cm^2 :

$b = 30\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$; $d' = 3\text{cm}$ D'où : $d = 47\text{cm}$.

Situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$ donc $f_{bu} = 18,47\text{Mpa}$.

a) Calcul sous $N \rightarrow M \Rightarrow L'EUA$

$$N_{\max} = 659,1\text{KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 70,52\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{70,52}{659,1} \times 100 = 10,7\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

- \Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 160,52\text{KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 129,5\text{KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 534,15\text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{160,52 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,47^2 \times 18,48} = 0,170 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,170 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,170 < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,235 ; z = 0,421$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,425\text{m} \Rightarrow$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,85 - \frac{695,1 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -9,12\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.2.3.1 Armatures longitudinale

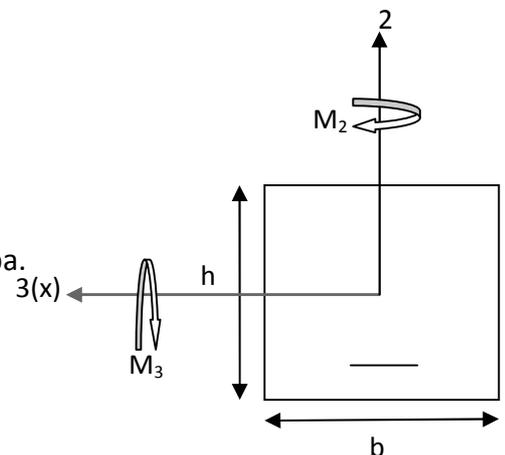


Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A _{min CBA} (cm ²)		A _{min RPA} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
			Dur	acc			
PARKING	30×55	SPC	9,05	7,88	13.2	15.93	8HA16=16.08
RDC	30×50	SPC	8,15	7,09	12	9.12	8HA14=12.08
Etages 1	30×45	SPC	7,24	6,30	10.8	2.44	8HA14=12.08
2.3.4.5.6.7.8 étages	30×40	SPC	6,34	5,51	9.6	8.03	8HA14=12.08
étages 9	30×35	SPC	5,43	4,73	8.4	1	8HA12=09.05
Toiture	30×35	SPC	4,53	3,94	8.4	1	8HA12=9.05

V.2.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : 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'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement entre les armatures telles que :

- Dans la zone nodale : t ≤ Min (10Φ_L^{min}, 15cm) ...zone IIa.
- Dans la zone courante : t ≤ 15Φ_L^{min} ...zone II_b et III.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

RPA99.V2003

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : 3 < λ_g < 5 Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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 10ϕ min

Tableau V.4 Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	parking	RDC	1 ère étages	2 au 8ème étages	9 ème étages et toiture
Section (cm ²)	30×55	30×50	30×45	30×40	30×35
∅ _{l min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
L ₀ (cm)	445	346	266	266	266
L _f (cm)	311.5	242.2	182.7	182.7	182.7
λg	5.663	4.844	4.06	4.567	5.22
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
Vu(kn)	8,16	5.67	26.12	43.46	16,18
L _r (cm)	50	50	50	50	50
S _{t zone nodale} (cm)	10	10	10	10	10
S _{t zone courante} cm	15	15	15	15	15
A ^{t cal} (cm ²)	0.38	0.27	1.22	2.037	0.76
A ^{t min} (cm ²)	2.475	2.25	2.025	1.8	1.575
A ^{t adopte} (cm ²)	2,57	2,57	2,01	2,01	2,01
At	Cadres HA10 + cadres HA8	Cadres HA10 + cadres HA8	2cadresHA8	2cadresHA8	2cadresHA8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On vérifie que : $N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

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

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton. (b-2)(h-2)

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le

l_f : Longueur de flambement (0.7 × l₀) poteau central.

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

λ élancement du poteau prise : λ=3√2 l_f/b.....poteau rectangulaire

Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	observat
Parking	30×55	5.00	3,50	35.9	0.702	16,08	0.1484	4336.02	985,09	vérifiée
RDC	30×50	3.96	2,774	27.9	0,754	12,08	0.1344	2205.36	979,247	vérifiée

Étages 1	30×45	3,06	2,14	21.07	0,8	12.08	0.1204	2098.1	965,68	vérifiée
étages 2 au 8ème	30×40	3,06	2,14	21.07	0,8	12,08	0.1064	1872.29	958,49	vérifiée
étages 9 et toiture	30×35	3,06	2,14	21.07	0,8	9.05	0,0896	1579.40	218,87	Vérifiée

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la

Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v' \end{cases} \quad \begin{cases} S = b \times h + 15(A + A') \\ M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2] \\ v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \end{cases} \quad \begin{cases} v' = h - v \\ d = 0.9 \times h \end{cases}$$

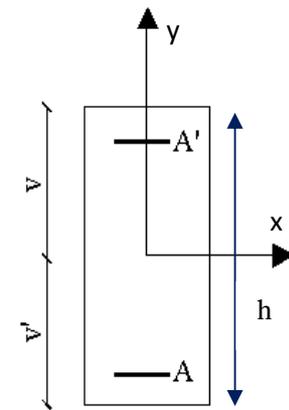


Figure V.2 Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	parking	RDC	1 ^{er} étages	2 au 8 étages	9ème étages	Toiture
Section (cm ²)	30×55	30×50	30×45	30×40	30×35	30×35
d (cm)	52	47	42	37	32	32
A' (cm ²)	17.75	12.56	11.31	10.68	9.05	9.05
A (cm ²)	17.75	12.56	11.31	10.68	9.05	9.05
S (m ²)	0.191	0.1688	0.152	0.136	0.118	0.118
V (cm)	27.5	27.8	25	22.36	19.60	19.60
V' (cm)	27.5	22.2	20	17.64	15.4	15.4
I _{yy'} (m ⁴)	0,165	0,079	0,0521	0,0036	0,0022	0,0022
N _{ser} (KN)	1163.4	1020.47	880.38	776.12	132.35	132.35
M _{ser} (KN.m)	0.29	0.87	0.92	1.44	1.89	1.89
M _{serG} (MN.m)	0,0339	0.029	0.023	0.0197	0.004	0.004

σ_{bc1} (MPa)	6.188	6.048	5.81	5.73	1.15	1.15
σ_{bc2} (MPa)	6.2	6.053	5.89	5.88	1.19	1.19
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

c) **Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<i>parking</i>	1650	3,50	5.663	0,075	52	8,16	0,052	1.875	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	1500	2,774	4.844	0,04	47	5,67	0,04	1	<i>vérifiée</i>
<i>1 étage</i>	1350	2,14	4.06	0,04	42	26,12	0,20	1	<i>vérifiée</i>
<i>2 au 8 étages</i>	1200	2,14	4.567	0,04	37	43,46	0,391	1	<i>vérifiée</i>
<i>9ème étages et Toiture</i>	1050	2,14	5.22	0,075	32	16,18	0,168	1.875	<i>vérifiée</i>

V.2.5 Dispositions constructives

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$\text{Avec : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

PARKING: $\begin{cases} h' = 83.3\text{ cm} \\ l' = 80\text{ cm} \end{cases}$, RDC: $\begin{cases} h' = 66\text{ cm} \\ l' = 80\text{ cm} \end{cases}$, 2eme au 8 eme: $\begin{cases} h' = 60\text{ cm} \\ l' = 80\text{ cm} \end{cases}$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

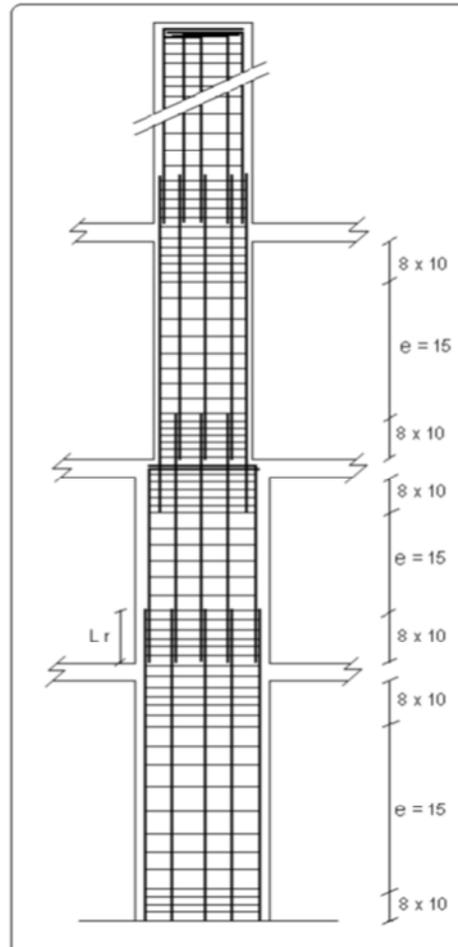
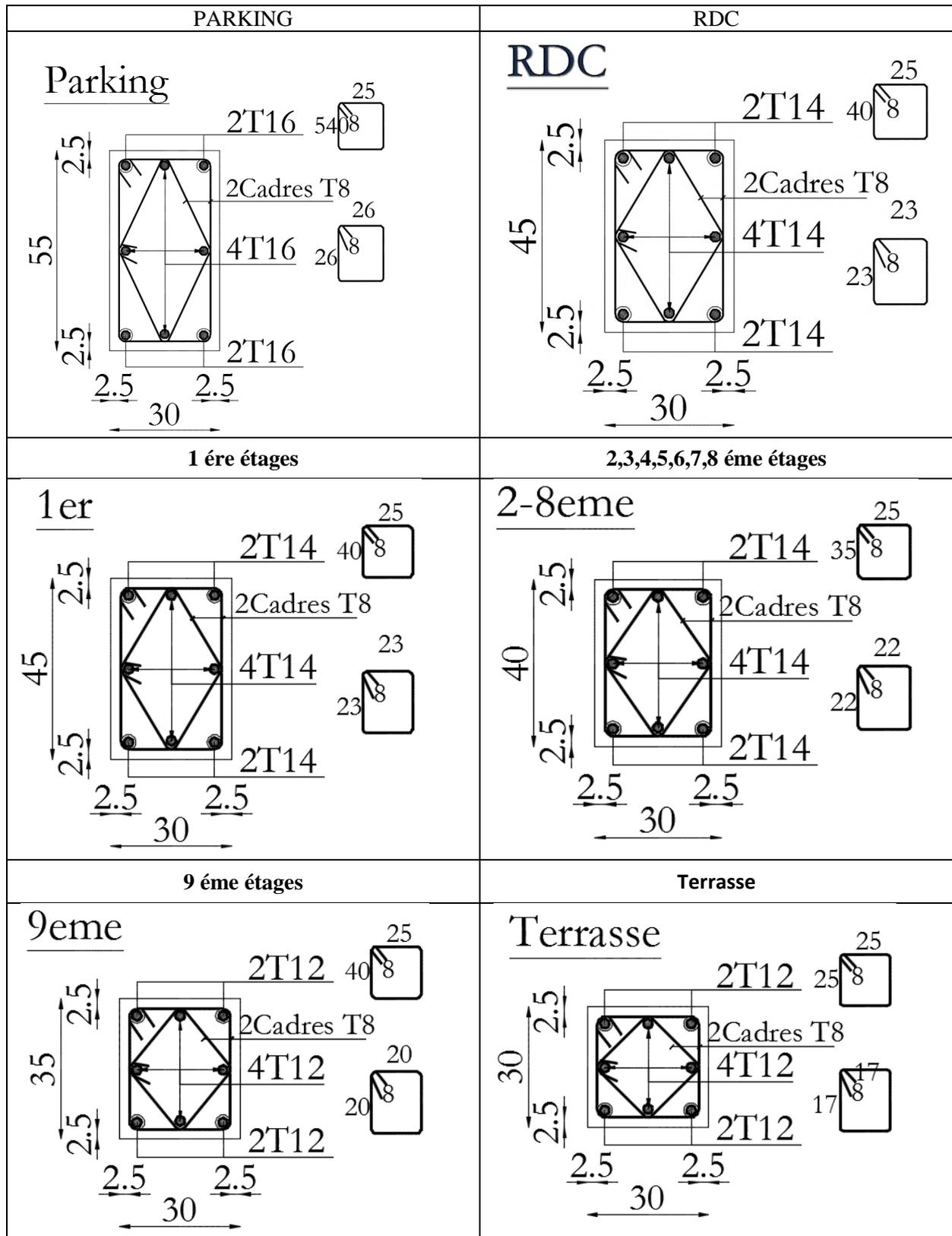


Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux

Figure V.4 ferrailage des sections des poteaux



V.2 Etude des poutres :

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.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V16**.

Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} *1.35G + 1.5Q & G + Q \\ *G + Q + E & 0.8G + E \end{array}$$

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91

V.3.1 Ferrailage : Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_1 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 de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

Calcul du ferrailage :

A) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Tableau V.8 sollicitations déduites du logiciel **ETABS.V16**

<i>Moments Enver accidentels</i>						
	<i>APPUI 01</i>		<i>TRAVEE</i>		<i>APPUI 02</i>	
<i>B2</i>	65,52	-78,28	4,25	-3,25	73,24	-59,31
<i>B3</i>	52,81	-57,01	3,28		51,5	-56,48
<i>B4</i>	60,69	-68,07	2,38		63,3	-65,46
<i>B5</i>	51,59	-56,48	3,45		52,77	-56,88
<i>B6</i>	73,4	-59,24	4,26		65,45	-78,4

Tableau V.9 Les moments maximal

<i>Moments</i>						
	<i>APPUI 01</i>		<i>TRAVEE</i>		<i>APPUI 02</i>	
<i>B2</i>	65,52	-78,28	4,25	3,25	73,24	-59,31
<i>B3</i>	73,24	-59,31	3,28		60,69	-68,07
<i>B4</i>	60,69	-68,07	2,38		63,3	-65,46
<i>B5</i>	63,3	-65,46	3,45		73,4	-59,24
<i>B6</i>	73,4	-59,24	4,26		65,45	78,4

Tableau V.10 Calcul *As*

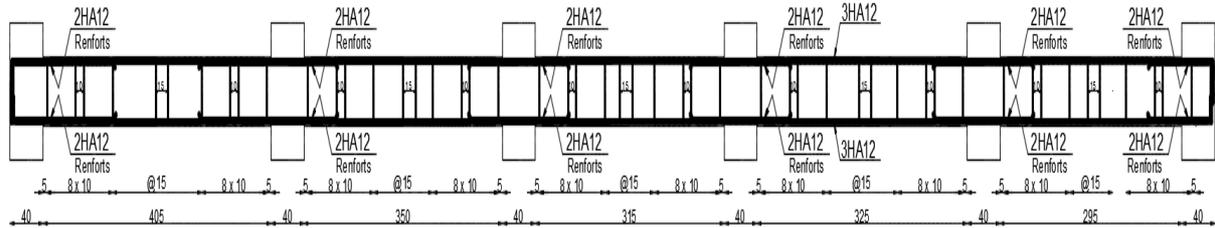
<i>As_calculée (cm²)</i>						
	<i>APPUI 01</i>		<i>TRAVEE</i>		<i>APPUI 02</i>	
	<i>Inf</i>	<i>Sup</i>	<i>Inf</i>	<i>Sup</i>	<i>Inf</i>	<i>Sup</i>
<i>B2</i>	4,6	5,6	1,3		5,2	4,2
<i>B3</i>	5,2	4,2	1,3		4,3	4,8
<i>B4</i>	4,3	4,8	1,3		4,5	4,6
<i>B5</i>	4,5	4,6	1,3		5,2	4,2
<i>B6</i>	5,2	4,2	1,3		4,6	5,6

Tableau V.11 Calcul *A_{sadoprées}*

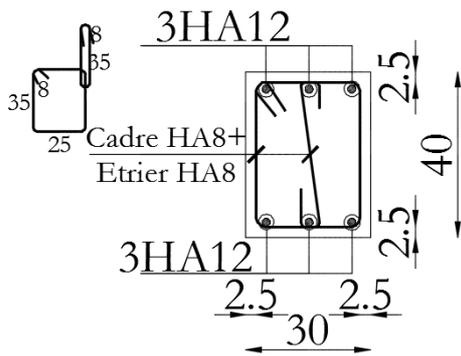
<i>As_adoprée (cm²)</i>						
	<i>APPUI 01</i>		<i>TRAVEE</i>		<i>APPUI 02</i>	
	<i>Inf.</i>	<i>Sup</i>	<i>Inf.</i>	<i>Sup</i>	<i>Inf.</i>	<i>Sup</i>
<i>B2</i>	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	5HA12	5HA12
<i>B3</i>	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	5HA12	5HA12
<i>B4</i>	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	5HA12	5HA12
<i>B5</i>	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	5HA12	5HA12

B6	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	5HA12	5HA12
----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Schéma de Ferrailage adopté :



Travée



Appuis

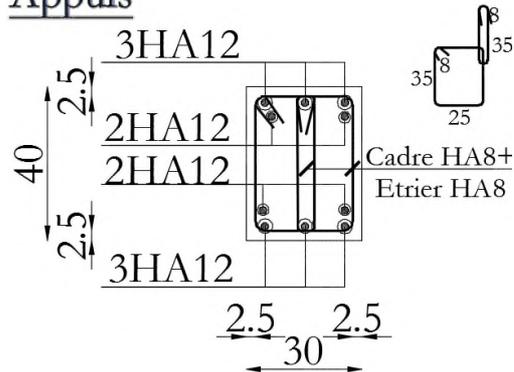


Figure V.5 Schéma de ferrailage des poutres

Tableau V.12 efforts tranchant V_u :

Efforts tranchants						
	APPUI 01		TRAVEE		APPUI 02	
B2	65,26	-82,25	67,48	-80	69,7	-77,78
B3	23,77	-32,8	28,18	-28,18	34,27	-23,56
B4	23,14	-39,53	33,64	-35,03	38,95	-30,53
B5	23,55	-32,92	28,18	-28,3	33,84	-32,65
B6	81,34	-69,62	84,12	-67,4	86,89	-65,18

➤ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- En zone courante : $4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \rightarrow$ vérifiée. (Poutre principale).
- En zone de recouvrement : $6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \rightarrow$ vérifiée. (Poutre principale).

➤ Longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \varnothing$:

$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$. on adoptee: $L_r = 56 \text{ cm}$.

$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$. on adoptee: $L_r = 64 \text{ cm}$.

2-4-3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (I)$

$V_{\text{umax}} = 86,89 \text{ KN}$

Donc : $A_{\text{sinf}} = 2,50 \text{ cm}^2 > 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

$$V_{umin} = 82,25 \text{ KN}$$

Donc : Assup = 2,36 cm² > 5,65 cm² → condition vérifiée

- Appuis intermédiaires : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$

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

$$V_u \text{ max} = 81,34 \text{ KN}$$

$$M_{corresp} = 73,4 \text{ kn.m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \leq 0$$

$$V_u \text{ min} = 77,78 \text{ KN}$$

$$M_{corresp} = 59,31 \text{ kn.m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \leq 0$$

As longitudinales adoptées sont suffisante

V-2-3) Armatures transversales :

➤ **Poutres principales:**

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre minimum doit vérifier la condition du **BAEL** suivante :

$$\phi_t < \text{Min}(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t)$$

$$\phi_t < 1,28 \text{ cm. (Poutre principale)}$$

Donc on adopte pour : $A_t = 2\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier).

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zones nodales: $S_t \leq \text{min}(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zones courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times h = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-2-4) Vérifications a l'ELU :

2-4-1) Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \rightarrow \text{condition vérifiée. (Poutre principale)}$$

2-4-2) Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{BAEL91 (Art H. III.2)}$$

$$F.P.N. \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 4,35 \text{ Mpa.}$$

Tableau V.13 Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
principales	86.89	0.78	4.35	Vérifiée

$$\frac{At}{St} \geq \frac{Vu}{z \times \frac{fe}{\gamma_s}}$$

Avec : $Z = 0,9 \times d \rightarrow Z = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$

Appuis :

$$Vu = 86,89 \text{ Kn et } St = 10 \text{ cm}$$

$$At \geq \frac{Vu}{z \times fe / \gamma_s} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$Vu = 84,12 \text{ Kn et } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq \frac{Vu}{z \times fe / \gamma_s} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$At = 1,29 \text{ cm}^2 \geq 1,09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-4-2) Calcul les Moments résistants aux appuis :

$$As = \frac{Mux}{z \times fe / \gamma_s} \rightarrow Mux = As \times z \times fe / \gamma_s$$

$$AS = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ et } Z = 33,3 \text{ cm}$$

$$Mux = 5,65 \times 33,3 \times 400 / 1,15$$

$$Mux = 65,44 \text{ Kn}$$

V.5 Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

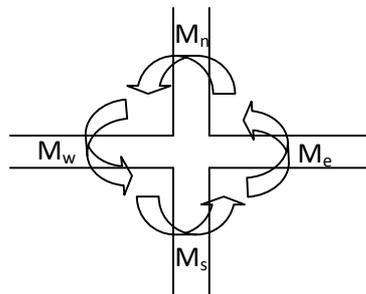


Figure V.5 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
PARKING	0,55	0,467	31,29	508,512
RDC	0,50	0,425	22,24	328,929
Etage1	0,45	0,3825	18,47	245,553
Etage2	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage3	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage4	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage5	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage6	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage7	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage8	0,40	0,340	16,84	199,250
Etage9	0,35	0,297	14,38	148,625

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Vérification des zones nodales

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
PARKING	424,176	424,176	848,352	150,101	150,101	336,22624	Vérifiée
RDC	396,026	396,026	792,052	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage1	334,654	334,654	669,308	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage2	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage3	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage4	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage5	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage6	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée
Etage7	283,446	283,446	518,957	112,893	112,893	252,88032	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec 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 ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

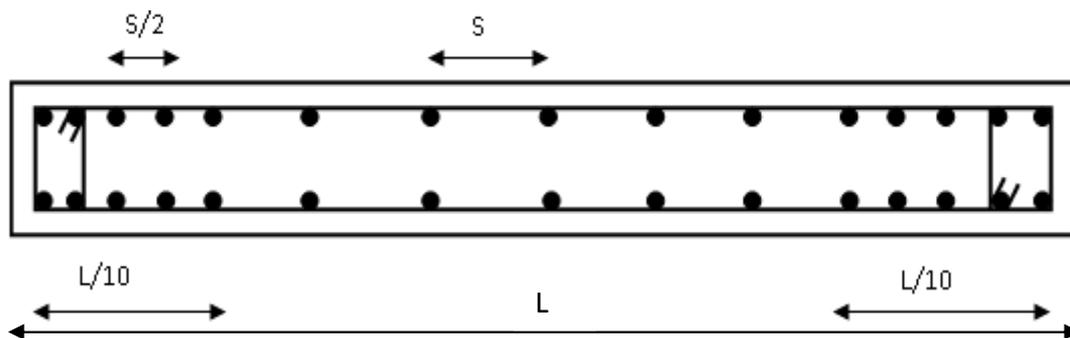


Figure V.6 Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - **V.4.2 Ferrailage des voiles :** Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du étabs 2016 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

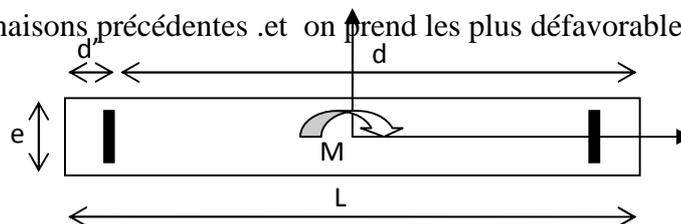


Figure V.7 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$)

A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

V.3.3 Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=V_{x3}=1.5m$

Niveau	ELA-acc		ELU		ELS		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>parking</i>	-333,28	154.30	77.32	-797,13	-583,275	2,5013	77,1205
<i>RDC</i>	-235,44	234.73	76.84	-833,29	-609,82	12,5357	422,2572
<i>1ère étages</i>	-706,48	2986.29	114.41	-1658,19	-1213,46	26,2444	834,8362
<i>2ème étages</i>	-672,6686	524.67	102.68	-1510	-1104,8	19,4401	270,1837
<i>3ème étages</i>	-640,266	480.83	96.26	-1395,09	-1020,38	18,4498	307,6547
<i>4ème étages</i>	-580,977	342.77	90.09	-1234,18	-902,65	21,2694	247,8795
<i>5ème étages</i>	-509,912	285.04	83.98	-1063,15	-777,55	23,514	218,0124
<i>6ème étages</i>	-428,75	235.38	80.35	-883,00	-645,82	27,0877	153,1871
<i>7ème étages</i>	-344,139	0.704	49.90	-702,84	-514,09	21,23	207,9904
<i>8ème étages</i>	-256,156	157,668	26.19	-525,44	-384,39	25,56	135,2355

<i>9^{ème} étages</i>	-164,395	201,71	23.015	-342,69	-250,79	25,34	68,852
<i>Toiture</i>	-76,349	190,938	36.53	-160,2	-117,37	22,3631	42,1778

Sens y-y' :

Tableau V.17 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = V_{y4}$

Niveau	ELA		ELUD		ELS		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>PARKING</i>	-1373,43	379,06	303,97	- 3086,04	-2250,23	14,7873	160,78
<i>RDC</i>	-1294,375	248,52	182,30	-2930,85	-2137,356	6,7311	686,175 3
<i>1 étages</i>	-1223,60	1779,11	127,14	-2764,02	-2016,05	4,039	512,841 2
<i>2 étages</i>	-1123,688	274,18	157,04	-2500,66	-1823,908	19,6708	99,92
<i>3 étages</i>	-1081,50	334,18	119,39	-2368,97	-1727,15	5,76	180,01
<i>4 étages</i>	-969,124	263,31	122,32	-2094,52	-1527,11	13,55	151,99
<i>5 étages</i>	-846,75	230,31	106,26	-1810,19	-1319,88	8,84	141,369 3
<i>6 étages</i>	-715,86	190,77	87,45	-1518,31	-1107,16	6,2523	51,598
<i>7 étages</i>	-579,24	312,55	85,88	-1221,62	-890,95	15,86	209,88
<i>8 étages</i>	-436,72	169,44	61,23	-919,38	-670,72	9,17	114,37
<i>9 étages</i>	-287,2	167,55	57,30	-611,423	-446,33	15,94	74,66
<i>Toiture</i>	-129,29	19,23	218,98	-292,757	-214,07	157,37	8,0436

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens x-x' :

Tableau V.18 Ferrailage du voile $V_{x1}=V_{x3}=1.5m$

Niveau	PARKIN	RDC	1 étages	2 .3.4.5.6.7.8 étages	9 éme étages	Toiture
Section (cm ²)	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20
M(KN.m)	77,32	76,84	114,41	102,68	23,01	36,53
N(KN)	797,13	833,29	1658,19	1510	250,79	190,93
V(KN)	77,12	422,25	834,83	307,65	68,85	42,17
τ (MPa)	0,37	2,03	4,03	1,48	0,33	0,20
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
$A_{v.adop}$ (cm ²)	5,03	5,03	5,03	5,03	5,03	5,03
N^{bre} /par face	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0,35	1,9	3,77	1,38	0,31	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	2,26	4,02	1,57	1,57	1,57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA12	2HA16	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

• Sens y-y' :

Tableau V.19 Ferrailage du voile $V_{y1}=V_{y2}=1,5m$

Niveau	PARKING	RDC	1 étages	2.3.4.5.6.7.8 éme étages	9 éme étages	Toiture
Section (cm ²)	150×20	150×15	150×15	150×15	150×15	150×15
M(KN.m)	303,97	182,3	127,14	157,04	57,3	218,98
N(KN)	3086,04	2930,85	2740,02	2500	611,42	292,75
V(KN)	160,78	686,17	512,84	209,88	74,66	8,04
τ (MPa)	0,77	3,31	2,47	1,01	0,36	0,03

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} / \text{face} (\text{cm}^2)$	0	0	0	0	0	0
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
$A_{v.adop} (\text{cm}^2)$	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02
$N^{bre} / \text{par face}$	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)	4(HA12+HA10)
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0,9	4,13	3,08	1,26	4,5	0,037
$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2,26	4,52	3,08	1,57	4,52	1,01
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	4HA12	2HA14	2HA8	4HA12	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

V.3.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x (parking)

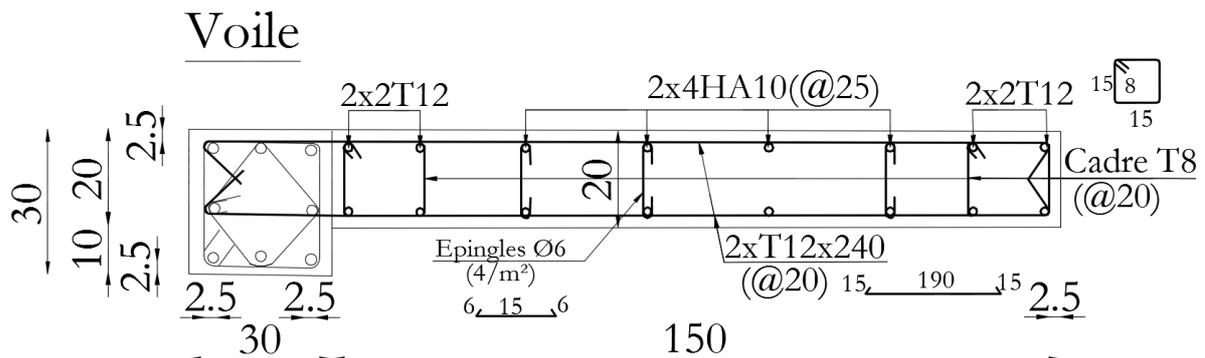


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.5\text{m}$

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles de contreventement). Nous avons trouvé que les poteaux ont été ferrailés au minimum réglementaire, les poutres et les voiles sont ferrailées fonction de leurs sollicitations.

VI.2.1. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

- **Combinaisons d'actions à considérer**

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q$
- $G + Q + E ; 0.8 \times G \pm E$

VI.2.2. Semelles isolées



La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

N=1813,06 KN (combinaisons et numéro du poteau)

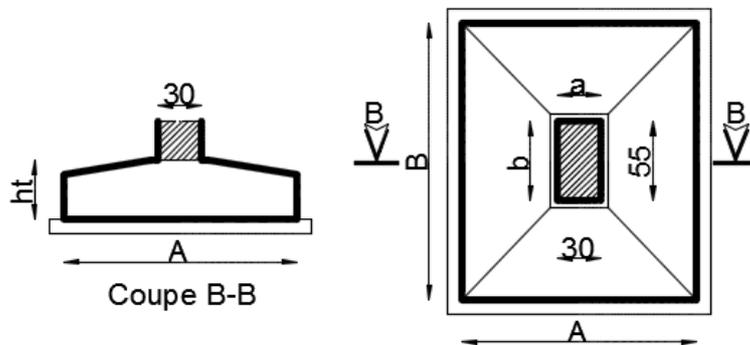


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle homothétique : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1494,1}{200} = 7,47 \text{ m}$

Avec : (10.1.4.1 R.P.A. 99 ver.2003)

$\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bar ELUdurable}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 4,00 \text{ bar ELUAccidentel}$

a,b : dimensions du poteau à la base.

L_{min} (entre axe de poteaux) = 2,5m ;

VI 2.3. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 12 poteaux

Tableau VI.1 Vérification des efforts tranchant et moment des semelles filantes

Numéro	X _i (m)	N _i (KN)	M _i (kNm)
9	0	720,14	-8161,84
10	2,2	627,16	-5728,64
11	4,5	791,64	-5409,01

12	8,9	988,50	-2403,65
13	13,1	1213,70	2146,77
14	17,4	965,90	5863,51
15	19,7	666,16	5577,33
16	21,9	767,78	8116,38
	Somme	6741,01	0,8481

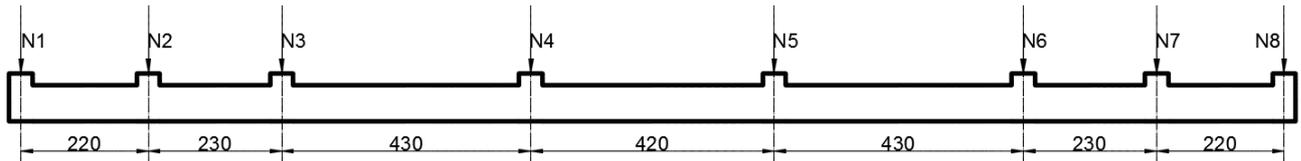


Figure VI.2 Semelle filante

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=12} = 6741,00.KN$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{6741,00}{200 \times 21,9} = 1,54m$$

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.4. Radier général

1. Caractéristique du radier :

- ✓ Surface du bâtiment au niveau de l'ancrage : $S_{radier} = 460,00m^2$
- ✓ Dimension du radier : $L_{xx} = 21,90 m$ et $L_{yy} = 21,10 m$
- ✓ Périmètre du bâtiment : $Per = 2(L_{xx} + L_{yy}) = (21,10 + 21,90) = 86,00 m$
- ✓ Coordonnées du centre de gravité du radier : $X_G = 10,95m$ et $Y_G = 10,55m$
- ✓ Moments d'inertie du radier : $I_{xG} = 18468,58m^4$ et $I_{yG} = 17143,92m^4$

VI.2.4.1 Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, On doit satisfaire les conditions suivantes:

➤ **Condition de coffrage:**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \quad (\text{Calcul des ouvrage en béton armé M. BELAZOUGUI -OPU-}.$$

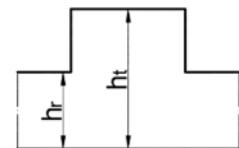


Figure VI.3 Dimension du radier.

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max} = 4,3m$

Ce qui donne : $h_t \geq 55 cm$; $h_r \geq 27,5 cm$

On adopte $h_t \geq 60 cm$; $h_r \geq 30 cm$

2. Détermination du poids de l'infrastructure :

Poids du radier : $0,30 \times 25 \times 460 = 3450KN$

Poids des avant poteaux : $0,6 \times 0,6 \times (3,60-0,6) \times \text{Nombre} \times 25 = 258\text{KN}$
 Poids des avant Voiles : $0,2 \times (N_1 \times L_1 + N_2 \times L_2) \times (3,60-0,6) \times 25 = 1570\text{KN}$
 Poids des nervures : $bt \times 0,60 \times L_{\text{totale de toutes les nervures}} \times 25 = 0,70 \times 0,6 \times L \times 25$
 Poids du voile périphérique : $2 \times (21,90 + 21,1) \times 0,6 \times 0,2 \times 25 = 258\text{KN}$
 Poids des remblais : $460 \times 1,20 - \text{Poids radier} - P_{\text{ nervure}} - P_{\text{ Voile périphérique.}}$
 $N_{\text{ inf}} = 6150\text{KN}$

$N_{\text{total}} = N_d + N_{\text{infra}}$ avec :
 1*/ $N_d = \text{NELS}$
 2*/ $N_d = \text{ELUA}$

VI.2.4.2 Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

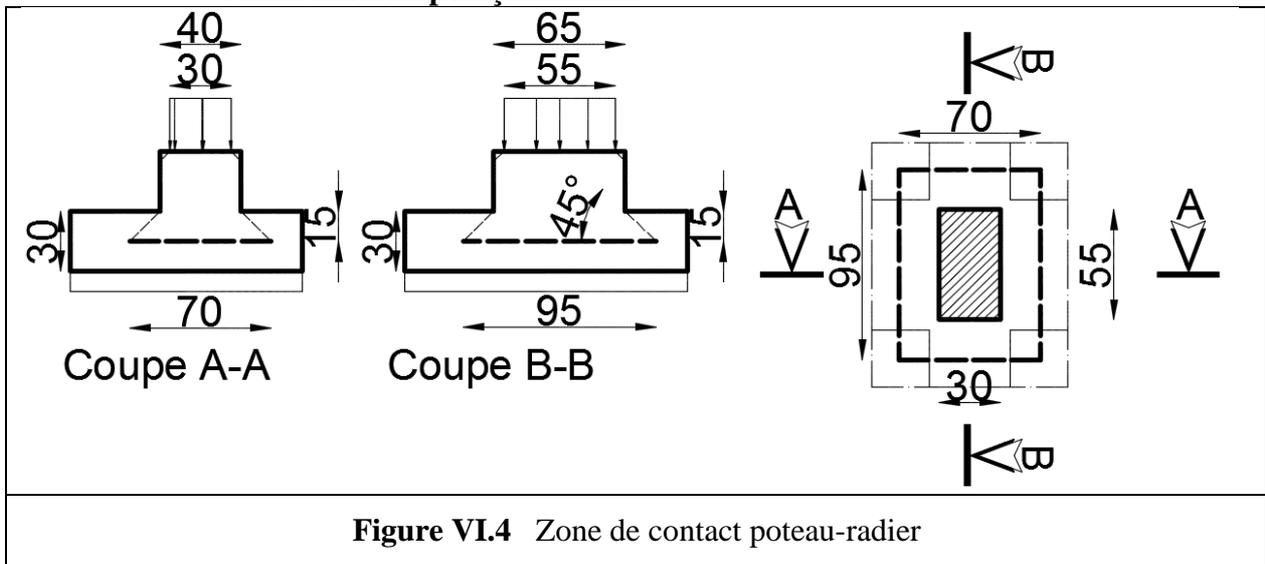


Figure VI.4 Zone de contact poteau-radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq N_L = 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ C.B.A.93 (A.5.2.4.2)

Avec :

h_r : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen du radier.

$a = b = 0,6\text{m.} \Rightarrow U_c = 2 \times (A + B)$ avec : $A = B = a + h_r = b + h_r = 0,6 + 0,30 = 0,90$

$\Rightarrow U_c = 2 \times (0,95 + 0,70) = 3,30\text{m}$

Situation	N_d (kN)	γ_b	N_L (kN)	Remarque
Accidentelle	968,5	1,15	958,73	Vérifiée
Durable	742,5	1,50	740,12	Verifiée

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul sous le poteau

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (ref)

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} = 0,36 \text{ m} \quad \text{Donc : } h_r=30\text{cm raidi avec des nervure } h_t=60 \text{ cm}$$



Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < f_s \times \sigma_{\text{sol}} \quad (10.1.4.1. \text{RPA99Ver.2003})$$

Réactions à la base à l'origine:

Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le sol

COMB	N (kN)	N _{co} (kN)	M _{xx} (kNm)	M _{xx_co} (kNm)	M _{yy} (kNm)	M _{yy_co} (kNm)	f _s
G	43795,059	32367,06	488132	950169,88	450235	29321,35	
Q	7579,93	-	84966	84966,35	79368	79367,85	
E _{XX}	0	-	733	732,71	57954	57953,75	
E _{YY}	0	-	63956	63955,78	722	721,62	
G+Q	51374,994	39946,99	573098	573098,35	529602	529602,39	1
G+Q+E _{XX}	51374,994	39946,99	573831	573831,06	471649	471648,65	2
G+Q+E _{YY}	51374,994	39946,99	637054	637054,12	528881	528880,77	2
0,8G+E _{XX}	35036,047	25893,65	391238	391238,32	302234	302233,89	2
0,8G-E _{XX}	35036,047	25893,65	389773	389772,89	418141	418141,38	2
0,8G+E _{YY}	35036,047	25893,65	454461	454461,38	359466	359466,01	2
0,8G-E _{YY}	35036,047	25893,65	326550	326549,83	360909	360909,26	2

Avec: $N_{G_{co}} = N_G + N_{\text{inf}}$; $M_{xx_{co}} = M_{xx} + N \cdot Y_G$ et $M_{yy_{co}} = M_{yy} + N \cdot X_G$

• Dans le sens x-x

Tableau VI.3 les contrainte dans le sens x-x

COMB	σ_{max}	σ_{min}	σ_{moy}	Remarque
G+Q	0,41	-0,24	0,18	vérifier
G+Q+E _{XX}	0,41	-0,24	0,25	vérifier
G+Q+E _{YY}	0,45	-0,28	0,27	vérifier
0,8G+E _{XX}	0,28	-0,17	0,17	vérifier
0,8G-E _{XX}	0,28	-0,17	0,17	vérifier
0,8G+E _{YY}	0,32	-0,20	0,19	vérifier
0,8G-E _{YY}	0,24	-0,13	0,15	vérifier

$\sigma_{\max} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{xx-co}}{I_{xg}} \times Y_G$
$\sigma_{\min} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{xx-co}}{I_{xg}} \times (L_{yy} - Y_G)$
$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$
$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < f_s \times \sigma_{sol}$

- Dans le sens y-y
- **Tableau VI.4 les contrainte dans le sens y-y**

COMB	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{moy}	Remarque
G+Q	0,43	-0,25	0,16	vérifier
G+Q+EXX	0,39	-0,21	0,24	vérifier
G+Q+EYY	0,42	-0,25	0,26	vérifier
0,8G+EXX	0,25	-0,14	0,15	vérifier
0,8G-EXX	0,32	-0,21	0,19	vérifier
0,8G+EYY	0,29	-0,17	0,17	vérifier
0,8G-EYY	0,29	-0,17	0,17	vérifier

$\sigma_{\max} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{yy-co}}{I_{Yg}} \times X_G$
$\sigma_{\min} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{yy-co}}{I_{Yg}} \times (L_{xx} - X_G)$
$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$
$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < f_s \times \sigma_{sol}$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que :
$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (10.1.5. \text{RPA99ver.2003})$$

➤ **Tableau VI.5 Vérification de la stabilité au renversement**

COMB	N _{co} (kN)	M _{xx_co} (kNm)	e _{xx} (m)	Remarque	M _{yy_co} (kNm)	e _{yy} (m)	Remarque
G+Q	39946,99	573098,35	5,475	vérifier	29321,35	5,25	vérifier
G+Q+EXX	39946,99	573831,06	5,475	vérifier	79367,85	5,25	vérifier
G+Q+EYY	39946,99	637054,12	5,475	vérifier	57953,75	5,25	vérifier
0,8G+EXX	25893,65	391238,32	5,475	vérifier	721,62	5,25	vérifier
0,8G-EXX	25893,65	389772,89	5,475	vérifier	529602,39	5,25	vérifier
0,8G+EYY	25893,65	454461,38	5,475	vérifier	471648,65	5,25	vérifier
0,8G-EYY	25893,65	326549,83	5,475	vérifier	528880,77	5,25	vérifier

$$e_{xx} = \frac{M_{xx_co}}{N_{co}}; \quad e_{yy} = \frac{M_{yy_co}}{N_{co}}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N_{Total} \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_s : \text{Coefficient de securité} \\ H : \text{Pr ofondeur d' ancrage} \\ S_{rad} : \text{Surface du radier} \\ \gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau} \end{cases}$$

$$N_{total} = 11428N \geq 1,50 \times 1,2 \times 460 \times 10 = 8280 \text{ kN} \rightarrow \text{vérifier}$$

Remarque :

Aucun risque de soulèvement du radier..

VI.2.4.3 Ferrailage du radier général

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicité à la flexion simple.

Le calcule se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

$$L_x = 4,30 - 0,6 = 3,70\text{m}$$

$$L_y = 4,10 - 0,6 = 3,50\text{m}$$

Soit : N_{inf} : le poids de l'infrastructure

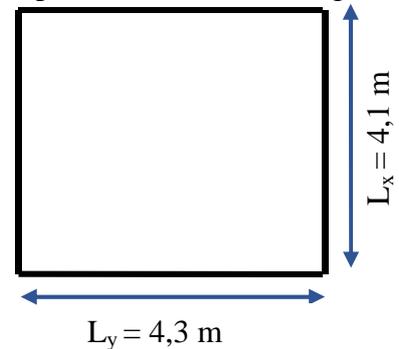


Figure VI.5 Panneau sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u - N_{inf}}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = 86 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser} - N_{inf}}{S_{rad}} \Rightarrow 86 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure soulagé du poids de l'infrastructure.

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
4,1	4,3	0,95	0,0410	0,08875	0,0483	0,9236

Le panneau travail comme une dalle qui travaille dans les deux sens.

L'ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0410 \times 86 \times 4,1^2 = 59,85 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8875 \times 59,85 = 53,11 \text{ kNm} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 50,88 \text{ kNm} ; M_t^y = 0,85 \times M_y = 45,15 \text{ kNm} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -29,93 \text{ kNm} \end{cases}$

L'ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0483 \times 86 \times 4,1^2 = 70,50 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,9236 \times 70,50 = 65,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 59,94 \text{ KN.m} & M_t^y = 0,85 \times M_y = 55,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -35,25 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de la section minimale (A_{min}):**

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,95}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,45 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Tableau VI.6 : Ferraillage du radier

Position	Sens	M_u KN.m	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	50,88	6,00	2,45	5HA14=6,78	15
	Selon y	45,15	5,30	2,40	5HA14=6,78	15
En appuis	Selon x-y	-29,93	3,50	2,45	5HA14=6,78	15

L'ELS

• **Vérification des contraintes du béton et d'acier**

Tableau VI.7 Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b (MPa)$	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s (MPa)$	Observation
En travée	X-X	59,94	8.09<15	vérifiée	216.77>201,63	Non vérifiée
	Y-Y	55,35	9.51<15	vérifiée	379.83>201,63	Non vérifiée
En appuis	X-Y	32,25	5.72<15	vérifiée	208.75>201,63	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Tableau VI.8 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	β (10 ⁻²)	α	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	59,94	0.68	0.43	13.85	23.79	16HA14=24.63	12
	y-y	55,35	0.44	0.34	12.32	14.86	10HA14=15.39	12
En appui	x-y	32,25	0.39	0.33	7.92	13.48	10HA14=15.39	10

✓ **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 \times h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ 100/8 = 12\text{cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 10\text{cm} < \min(3 \times h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

VI.2.4.4 Schéma de ferrailage

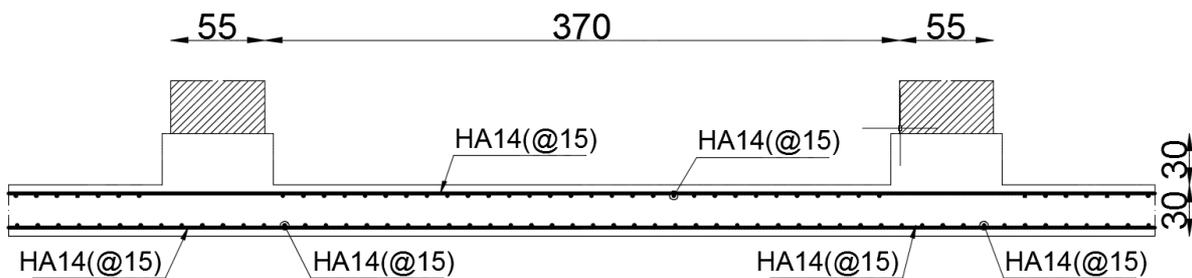


Figure VI.6 schéma de ferrailage du radier

VI.2.5 Ferrailage des nervures :

- 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.

Cas de charge équivalent

➤ **Cas d'une seule charge :** $q_m = \frac{1}{4} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{4} \times p \times l_x$

➤ **Cas de charges trapézoïdales :** $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

VI.2.6.1 Calcul des sollicitations : le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **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 : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

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**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g (1 - \frac{x}{l}) + M_d (\frac{x}{l})$$

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

• **Sens Y-Y :**

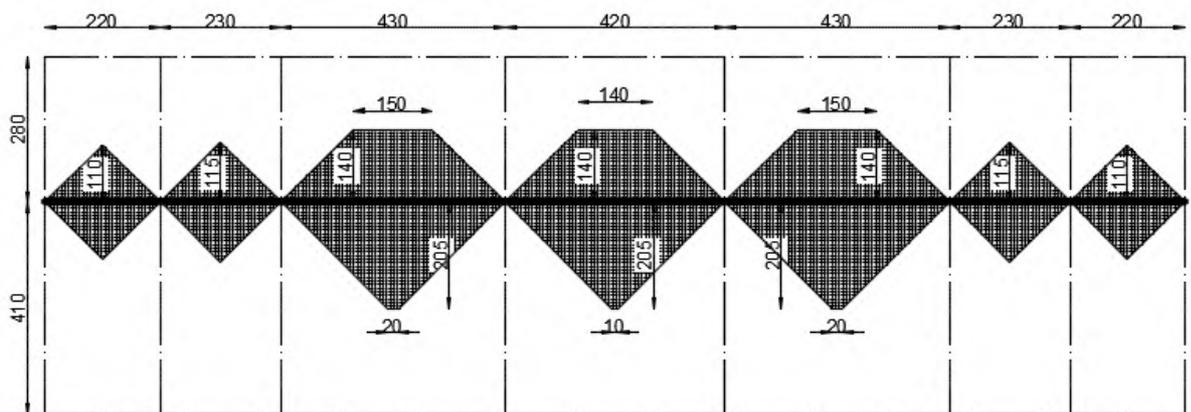


Figure. VI.7: Sollicitations sur les nervures

Tableau VI.9 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X ₀ (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	110	0	54,97	1,33	112,13
B-C	115	54,97	76,44	1,23	213,59
C-D	66,67	76,44	89,66	2,2	489,45
D-E	65,07	89,66	89,66	2,1	520,03
E-F	66,67	89,66	76,44	2,1	489,45
F-G	115	76,44	54,97	1,23	213,59
G-H	110	54,97	0	1,33	112,13

MA=MH=0,15M0 = 9,56 KNM

Moments défavorable

Tableau VI.10 Sollicitations à l'ELU

Sens	Localisation	M (KN.m)
Y-Y	Travée	520,03
	Appui	89,66

VI.2.6.2 Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

h=60cm ; b=65cm

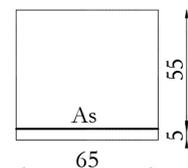


Tableau VI.11 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	travée	Localisation	M (Knm)	A _{ca} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{a dop} (cm ²)	Choix
Y-Y	A-B	Travée	112,13	5,89	4,71	15,71	5HA20
		Appui	9,56	0,5		6,03	3HA16
	B-C	Travée	213,59	11,63	4,71	15,71	5HA20
		Appui	54,97	2,9		6,03	3HA16
	C-D	Travée	489,45	28,34	4,71	31,42	5HA20+5HA20
		Appui	76,44	4,05		6,03	3HA16
	D-E	Travée	4205	30,35	4,71	31,42	5HA20+5HA20
		Appui	89,66	4,76		6,03	3HA16
	E-F	Travée	489,45	28,34	4,71	31,42	5HA20+5HA20
		Appui	89,66	4,76		6,03	3HA16
	F-G	Travée	213,59	11,63	4,71	15,71	5HA20
		Appui	76,44	4,05		6,03	3HA16

G-H	Travée	112,13	5,98	4,71	15,71	5HA20
	Appui	54,97	2,9		6,03	3HA16

- Vérifications à L'ELU ;
 - **Vérification de l'effort tranchant :**
 - **Sens yy :** (F. Préjudiciable)

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 125,68 \text{ KN}; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 123,65 \text{ KN}$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 125,68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0,35 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..verifiée}$$

2-4-3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- **Appuis de rives :** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$

$$V_{u \max} = 100,36 \text{ KN}$$

Donc : $A \text{ sup} = 2,88 \text{ cm}^2 > 5\text{HA}20 = 15,70 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

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

$$V_u \max = 125,68 \text{ KN} \quad M \text{ corresp} = 489,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } A \text{ sup} = -4,98 \text{ cm}^2 \quad \frac{\gamma_s \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})}{f_e} \leq 0$$

As longitudinales supérieurs adoptées sont suffisante

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{z \times f_e / \gamma_s}$$

Avec : $Z = 0,9 \times d \rightarrow Z = 0,9 \times 55 = 49,5 \text{ cm}$

Appuis :

$$V_u = 125,68 \text{ KN} \text{ et } S_t = 10 \text{ cm}^2 \quad A_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

Calcul des aciers transversaux:

Zone Nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone cour $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 1,71 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} ;$$

On adopte 4 $\Phi 10$ et $A_{tra} = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (cadre +étrier)

- **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de

section $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 60\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,60 = 1,80\text{cm}^2$. On adopte HA12=3,08cm²/face.

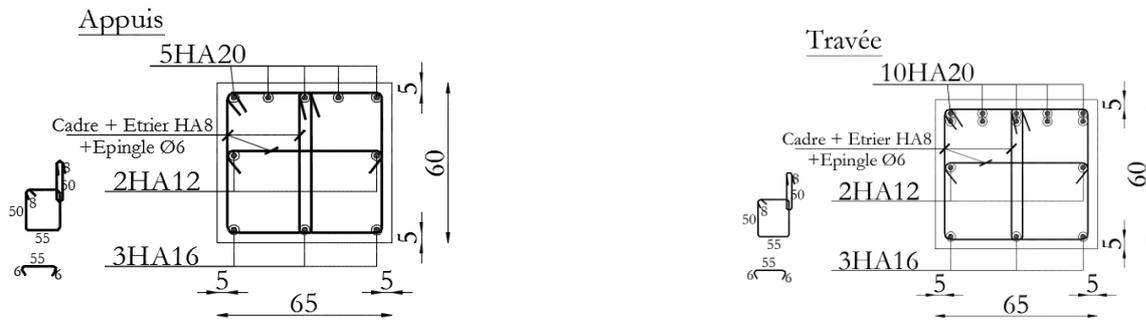
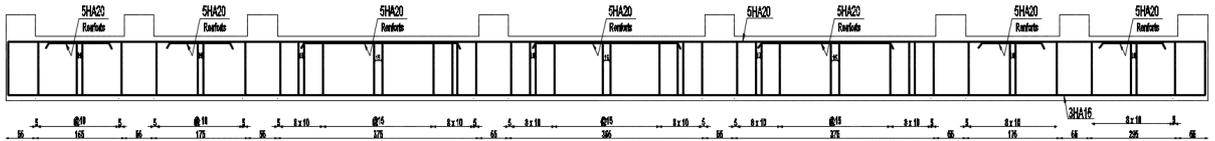


Fig. VI.8: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

• **Vérification des contraintes**

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

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 + 15A' \times (y - d')^2$$

Cas du moment appuis :

$$32,5 y^2 + 325,95 y - 6152,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 951,85 \Rightarrow y = 9,63\text{cm}$$

Avec : $b = 65\text{cm}$ $A_s = 6,03\text{cm}^2$ $A'_s = 15,70\text{cm}^2$ $d = 55\text{cm}$ $d' = 5\text{cm}$

$$I = 210582,561\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{89,66 \times 10^{-3}}{21058,561 \times 10^{-8}} \times 0,0963 = 4,09\text{ mPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée

Cas du moment travée

$$32,5 y^2 + 561,45 y - 26357,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1934,34 \Rightarrow y = 21,12\text{cm}$$

Avec : $b = 65\text{cm}$ $A'_s = 6,03\text{cm}^2$ $A_s = 31,40\text{cm}^2$ $d = 55\text{cm}$ $d' = 5\text{cm}$

$$I = 768257,743\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{520,03 \times 10^{-3}}{768257,743 \times 10^{-8}} \times 0,2122 = 14,30\text{ mPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée

Conclusion Générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu voir toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous ETABS 2016.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré (*cas de Boumerdes*). Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques :
 - Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement éventuels dommages du séisme des éléments non structuraux.
- La bonne utilisation du système mixte (Voiles et Portiques en béton armé) peut apporter des avantages économiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta). L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.
- Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales et maximale requises par le règlement en vigueur.



BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- [2] : Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean-Pierre Mougins**.
- [3] : Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**)
- [4] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
(**Ministère de l'habitat**)
- [5] : Technologie du bâtiment GROS-CŒUVRE (Ouvrage en B.A), par **H.RENAUD**
et **F. LETERTRE**
- [6] : Maitrise de BAEL 91
- [7] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par **Victor Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**).
- [8] : Conception et étude d'un bâtiment (R+9+SS) avec un système de contreventement mixte (Portique + Voile), par **ZERARKA HIZIA**, Thèse de PFE. USDB ; promotion 2004.



Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
B	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ij}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δ_f	Fleche totale.
$\Delta_{f adm}$	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.



S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.0956	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	0.4065	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 II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

u/lx v/ly		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	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe IV

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gainé	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSB	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
800	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
1,60		Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.		1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf exceptions contraires. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont dans les données indiquées suivant la norme NF EN 81-11. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont dans les données indiquées suivant la norme NF EN 81-11. (3) La puissance est calculée suivant la norme C-15-100 et C-15-105.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (régulation continue de vitesse), Dy MV = Dynatron MV (régulation continue de vitesse), TD 2 = Transatron 2 (régulation de tension sans bruit).

(2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont dans les données indiquées suivant la norme NF EN 81-11.

(3) La puissance est calculée suivant la norme C-15-100 et C-15-105.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance max entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12000	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	35000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000
						⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. Si essai d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

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	14.7	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