



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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte
Voiles - Portiques

Présenté par :

MOUHOUBI Zouba
AZZOUG Lila

Encadré par :

Mme SELLAMI

Membres de jury :

Mdme LAOUBI

Mdme SEDIRA

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde

gratitude et nos vifs remerciements :

Nous remercions, en premier lieu notre Dieu qui a voulu nous donner la force et la patience pour effectuer le présent travail .

A nos familles : qui ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A madame SELLAMI notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail.

Aux membres de jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Enfin, merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude de la reconnaissance durant toute notre existence .

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents « AMAR » et « ZAHIA » qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance . J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma connaissance et tout mon amour.

A mes frères : Farid ,Toufik et Sofiane.

A mes sœurs : Fahima et Soraya.

A mes tantes et oncles.

A chaque cousins et cousines.

A ma binôme Zouba .

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère à mon cœur.

AZZOUG Lila

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude de la reconnaissance durant toute notre existence .

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents « MUSTAPHA » et « LINDA » qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance . J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma connaissance et tout mon amour.

A mes sœurs : SIHEM et CHAHINEZ.

A ma sœur : SARAH et son mari AHCENE.

A mon frère : M^d AREZKI .

A mes tantes et oncles.

A chaque cousins et cousines.

A ma binôme LILA .

Et à tous ceux qui me sont chère à mon cœur.

MOUHOUBI Zouba

Table des matières

TABLE DES MATIERES

TABLE DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

SYMBOLES ET NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
2.1.Caractéristiques géométriques de la structure	1
2.2.Caractéristique géotechnique du site.....	1
3.Système de contreventement.....	1
4.Description structurale	2
5.Règlement , normes et documents utilisés	3
6. Hypothèses du calcul aux états limites	3
6.1.Etats limites ultime ELU	3
6.2. Etats limites de service ELS.....	4
6.3.Règle des trois pivots	4
7.Caractéristiques des matériaux utilisés.....	4
7.1. Le béton.....	4
7.2.L'acier	7
8.Les actions	9
8.1.Les actions permanentes.....	9
8.2.Les actions variables	9
8.3. Les actions accidentelles	9
9.Combinaisons des actions.....	9
9.1. Combinaisons d'actions à l'ELU.....	10
9.2. Combinaisons d'actions à l'ELS.....	10
Conclusion	11.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1.Introduction	12
2.Prédimensionnement des éléments non structuraux.....	12
2.1.a.Les Planchers a corps creux.....	12
2.1.b.Les Planchers en dalle pleine	14
2.1.c.Les escaliers.....	18

2.1.d.L'acrotère	21
3.Prédimensionnement des éléments principaux.....	21
3.1.Les poutres	21
3.2.Les voiles.....	22
3.3.Les poteaux.....	23
4.Evaluation des charges.....	17
5.Descente de charges	27
6.Conclusion	35

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction	36
1.Calcul des planchers.....	36
1.1. Plancher à corps creux.....	36
1.2. Etude de la dalle de compression	52
2.. Etude des planchers dalle pleines	53
3. Etude des escaliers	65
4. Etude de la poutres palière	71
5.Etude de l'acrotère.....	75
6. Etude de l'ascenseur	82
7. Etude de la poutre de chainage	88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1.Introduction	91
2. Methode utilisable	91
3.Choix de la méthode de calcul	91
4.Calcul de la force sismique vst	92
5.Spectre de réponse de calcul.....	94
6.Modélisation et résultats	95
7.Conclusion.....	104

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

1.Introduction	105
2. Etude des poutres.....	105
2.1. Recommandations du RPA99	105
2.2. Recommandations de BAEL.....	106
2.3. Calcul de ferrailage	106

2.4. Exemple de calcul	107
3.Etude des poteaux.....	114
3.1 Calcul de Ferrailage	116
3.2. Vérification nécessaire	121
3.3. vérifications de la zone nodale	124
4.Etude des voiles.....	129
4.1Introduction.....	129.
4.2Recommandation du RPA99.....	129
4.3Ferrillages des voiles.....	130
3 Conclusion.....	134

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.Introduction	135
2.Choix du type des fondations.....	135
3. Etude des fondations	135
4.Ferrailage du radier	141
5. Etude des nervures	145
6. Voiles périphériques.....	153
7.Conclusion.....	158

CONCLUSION GENERALE

Table des figures

CHAPITRE I

Figure. I.1 Diagramme des contraintes du béton 6

Figure. I.2. Diagramme contraintes déformations de l'acier 11

CHAPITRE II

Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux 24

Figure II 2. Schéma de la disposition des poutrelles 24

Figure II.3.Coupe transversale d'une poutre..... 24

Figure II.4. Schéma d'un escalier 25

Figure II.5. Escalier à deux volées..... 25

Figure II.6. Coupe sur l'acrotère..... 25

Figure II.7. Coupe de voile en élévation 26

Figure II.8. Schéma statique de la descente de charge 27

CHAPITRE III

Figure . III.1. Schéma statique de la poutrelle T3 37

Figure . III.2. Diagramme des efforts tranchants de poutrelle T3 40

Figure III.3. Coupe des poutrelles 43

Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression 52

Figure III.5. Dalle sur deux appuis type 1 53

Figure III.6. Schéma statique de la dalle D1 53

Figure III.7. Schéma de ferrailage de panneau D1 56

Figure III.8. Dalle sur 3 appuis type 2 56

Figure III.9. Schéma de ferrailage de panneau D2..... 61

Figure III.10.Dalle sue 3 appuis type 2 10

Figure III.11. Schéma de ferrailage panneau D3..... 64

Figure III.12. Coupe d'escalier 65

Figure III.13. Schéma statique de l'escalier 65

Figure III.14. Section a ferrailer 67

Figure III.15. Schéma de ferrailage des escaliers 70

Figure III.16. Schéma statique de la poutre palière..... 71

Figure III.17. Section équivalente 73

Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier..... 75

Figure III.19. Coupe transversale de l'acrotère 76

Figure III.20 Schéma de ferrailage de l'acrotère..... 82

Figure III.21. Coupe transversale d'ascenseur 82

Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impacte	87
Figure III.23. Schéma de ferrailage du locale machine.....	88
Figure III 24. Schéma de ferrailage de la Poutre de chaînage	90
CHAPITRE IV	
Figure IV.1. Spectre de réponse sens (x-x)	95
Figure IV.2. Spectre de réponse sens (y-y)	95
Figure IV.3. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS	97
Figure IV.4. Mode 1 de rotation (suivant l'axe Y-Y)	97
Figure IV.5. Mode 2 de rotation (suivant l'axe X-X)	98
Figure IV.4. Mode 3 de rotation (suivant l'axe Z-Z)	
CHAPITRE V	
Figure V.1. Zone nodale.....	115
Figure V.2. . Diagramme des contraintes -déformation.....	118
Figure V.3. Diagramme des contraintes –déformation avant et après simplification	118
Figure V.4. Section d'un poteau.....	123
FigureV.5. Répartition des moments dans la zone nodale.....	125
Figure V.6. Armature transversales dans la zone nodale.....	127
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile du RDC.....	133
CHAPITRE VI	
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée	136
Figure VI.2. Dimensions du radier	137
Figure VI.3. Schéma de poinçonnement	139
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier.....	144
Figure VI.5. Schéma de rupture des dalles de radier	146
Figure VI.6. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	146
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	147
Figure VI.8. Section à ferrailer	148
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures	152
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique	157

Liste des Tableaux

CHAPITRE I

Tableau □.1. Fe en fonction du type d'acier.....	07
Tableau □.2. Caractéristique mécanique des matériaux utilisée.....	

CHAPITRE II

Tableau □.1. Schéma préalables des poteaux	12
Tableau □.2. Evaluation des charges revenant au plancher +RDC	15
Tableau □.3 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible	15
Tableau □.4. Evaluation des charges revenant au mur de séparation.....	16
Tableau □.5. Evaluation des charges revenant au DP (balcons)	16
Tableau □. 6.Evaluation de charge en palier DP	17
Tableau □.7..Evaluation de charge revenant aux volés DP	17
Tableau □.8. Evaluation des charges revenant à l'ascenseur	17
Tableau □.9. Evaluation de la descente des charges sur le poteau P1	29
Tableau □.10. Evaluation de la descente des charges sur le poteau P2.....	31
Tableau □.11. Vérification des contraintes a la compression	32
Tableau □.12. Vérification au flambement des poteaux a tous les niveaux	34
Tableau □.13. Vérification des conditions du RPA	34

CHAPITRE III

Tableau III.1. Différents types des poutrelle.....	36
Tableau □.2. Charge revenant aux poutrelles	37
Tableau □.3. Vérification des conditions et et les méthodes retenues.....	37
Tableau □.4. Sollicitations max sur la poutrelle (TI)	40
Tableau □.5. Sollicitations sur les poutrelles type 1	41
Tableau □.6..Sollicitations sur les poutrelles types 2	41
Tableau □.7.Sollicitations sur les poutrelles types 1	41
Tableau □.8.Sollicitations sur les poutrelles types 2	42
Tableau □.9.Sollicitations max sur les différents étages	42
Tableau □.10.Calcul de ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	49
Tableau □.11.Vérification nécessaires à l'ELU.	49
Tableau □.12. Vérification des contraintes à l'ELS	50
Tableau □.13.1. Vérification de la flèche à l'ELS.....	50
Tableau □.13.2. Vérification de la flèche a l'ELS.....	51
Tableau □.14. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux	52
Tableau □.15.Ferrailage de panneau (D2) en travée	59

Tableau □.16. Ferrailage de panneau (D2) en appuis.....	59
Tableau □.17. Ferrailage de panneau (D3).....	62
Tableau □.18. Vérifications des contraintes dans le béton.....	64
Tableau □.19. Ferrailages de l'escalier.	67
Tableau □.20. Vérifications des contraintes	68
Tableau □.21. Sollicitations sur la poutre palière.....	72
Tableau □.22. Ferrailage de la poutre palière.....	72
Tableau □.23. Vérifications des contraintes	75
Tableau □.24. Combinaisons d'actions de l'acrotère	76
Tableau □.25. Ferrailage de l'acrotère	77
Tableau □.26. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	84
Tableau □.27. Moments et ferrailages correspondant	89
Tableau □.28. Vérification des contraintes.....	89

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	94
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	96
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	99
Tableau IV.4. Interaction sous charges verticales	100
Tableau IV.5. Interaction sous charges horizontales.....	100
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	101
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs	102
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	103
Tableau IV.9. Dimensions finales des élément structuraux.....	104

CHAPITRE V

Tableau V.1. sollicitations maximales dans les poutres.....	106
Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	108
Tableau V.3. Vérification des contraintes tangentielles.....	109
Tableau V.4. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	109
Tableau V.5. Vérification de la limite de compression du béton	110
Tableau V.6. Vérification de la flèche des poutres	110
Tableau V.7. Schéma de ferrailage des poutres	113
Tableau V.8. Sollicitations et ferrailage des poteaux.....	119
Tableau V.9. Vérification de ferrailage transversal	121
Tableau V.10. Vérification aux flambement des poteaux	122
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	123
Tableau V.12. Vérification au cisaillement.....	124
Tableau V.13. Moment résistant des poteau	125
Tableau V.14. Moment résistant des poutres	125
Tableau V.15. Vérification des zones nodales(PP)	126

Tableau V.16. Vérification des zones nodales(PS).....	126
Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poteaux	128
Tableau V.18. Sollicitations max de calcul c des voiles $V_{x1}(x-x)$	130
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul des voiles $V_{y1}(y-y)$	130
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voiles V_{x1} dans tous les niveaux.....	132
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1}	133

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Ferrailage du radier.....	142
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes a l'ELS	143
Tableau VI.3. Les chargements sur les través x-x	148
Tableau VI.4. les chargemet sur les travée y-y	148
Tableau VI.5. Calcul des ferrailages.....	149
Tableau VI.6. Verrification de l'effort tranchant.....	150
Tableau VI.7. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	150
Tableau VI.8. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	151
Tableau VI.9. Ferrailage du voile périphérique.....	155
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique	156

Symboles et notions

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
: Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δf : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t : Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e : Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
: Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
ev : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s : Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée,	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles

Coefficient d'équivalence	principales.
G : Poids total transmis par la superstructure (KN). N : Effort normale du aux charges verticales	I'_g et I'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
T : Effort tranchant.	M : Moment en général
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime
S_r : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
St : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	N : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{Qi} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	f_e : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.	σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson	σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.	σ_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λ_v : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
μ_l : Moment réduit limite.	μ_u : Moment ultime réduit
ρ : Poids volumique de l'eau (t/ m^3).	γ_b Coefficient de sécurité.
γ_s : Coefficient de sécurité.	q_u : Charge ultime
h_t : Hauteur total du radier (m).	R : coefficient de comportement global.

Introduction

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

Cela a été possible grâce aux séries de réglementation qui ont été effectuées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas du Béton Armé aux Etats Limites "BAEL 91 », les règlements parasismiques **RPA99 "version 2003"**, "**DTR**" et "**CBA**".

Dimensionner un bâtiment implique la détermination pour chaque poutre, poteau, voile et plancher du bâtiment, les dimensions de cet élément, la section du béton et les aciers à employer.

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de ce bâtiment ce dernier doit durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries. Pour y parvenir, il faut bien maîtriser les charges permanentes et d'exploitation du bâtiment ainsi que leur combinaison sans oublier la nature et les caractéristiques du sol sur lequel on va construire le bâtiment.

La conception d'une structure doit transmettre au sol les charges engendrées par le bâtiment.

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment **R+8** en béton armé, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Notre présent est se compose du six chapitres :

- ✓ Dans le premier chapitre On a donné une présentation générale sur le projet en fixant les hypothèses de calcul.
- ✓ Dans le deuxième chapitre nous avons essayé de pré dimensionner les éléments structuraux.
- ✓ Dans le troisième chapitre nous avons essayé d présenter un détail sur le calcul des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique du bâtiment et la modélisation réalisée par le logiciel **ETABS 2016**.
- ✓ Dans le chapitre cinq, nous avons étudié les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel **ETABS 2016**.
- ✓ Et enfin le dernier chapitre était consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié ; et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

1.1. Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre du généralités pour donner quelques rappels du projet à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés de ce dernier .

1.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage de la présente étude est un immeuble en **R+8** étages en béton armé à usage d'habitation .

Le bâtiment fait partie d'une promotion immobilière, projetée au lieu-dit **IBACHIRENE** sis à Oued-Ghir, Wilaya de Bejaïa.

D'après les règles parasismiques Algériennes << RPA 99/ réviser en 2003 >> la commune de Bejaïa lieu d'implantation de l'ouvrage est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) , et le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne .

1.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Dimensions en élévation :

- La hauteur totale de la structure (acrotère non compris)..... **29.07m**
- La hauteur de RDC**3.06m**
- La hauteur des étages**3.06m**

- Dimensions en plan :

- La longueur de la structure**34.15m**
- La largeur de la structure**12.90m**

Remarque :

Selon le **DTR** , à Bejaïa on peut réaliser une structure qui a une longueur jusqu'à 35 m, donc on 'a pas besoin de faire les joints de dilatation ou une étude sismique .

1.2.2. Données géotechnique du site :

Selon le rapport du sol, les résultats des essais pénétrométriques ainsi que les résultats des essais au laboratoire font :

- Une contrainte de sol de **1.7 bars** obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de **2m** .
- Le sol est classé en catégorie **S3** (sol fin) selon les analyses granulométriques.
- Le sol ne présente aucune agressivité pour le béton hydraulique de l'infrastructure.

1.3. Système de contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes du calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003).

En se basant sur l'**article (3-4-A-1-a)** qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 14m en zone II, le système doit contenir des voiles pour reprendre les forces horizontales qui sollicitent le bâtiment. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification ou d'interaction (portiques – voiles)

I.4. Description structurale:

❖ Les planchers :

Les planchers sont fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les balcons sont en dalle pleine en béton armé.

❖ Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ La maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.

❖ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses, coulé sur place.

❖ L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

❖ L'infrastructure :

On désigne par l'infrastructure le système de fondation qui assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

1.5. Règlements, normes et documents utilisées :

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants :

- Le RPA99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien) .
- Le CBA93 (Code du Béton Armé).
- DTR-B.C.2.2 (Document Technique Règlementaire Charges et Surcharges) .
- D.T.R-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles) .
- Le BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites) .
- Plans architecturaux.
- Rapport de l'étude géotechnique.

1.6. Hypothèses du calcul aux états limites :

1.6.1. Etat Limite Ultime « E L U :

CBA93 (Art A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de la flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation (ϵ ; σ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.6.2. Etat Limite de Service « E L S » :

CBA93 (Art A.4.5)

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E \varepsilon$).

3- $n = (E_s/E_b) = 15$ avec : E_s : module de Young de l'acier, n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé. Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.6.3. Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C. On distingue trois domaines :

– Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

– Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

– Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

I.7. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de la conception et du calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

I.7.1. Le béton :**➤ Définition :**

Le béton est un matériau composite constitué d'un mélange du liant hydraulique (ciment), des matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants) qui peuvent modifier ses propriétés physiques et mécaniques. Le béton choisit est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

➤ Résistance Caractéristiques à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art2-1-11BAEL91**).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{MPa pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{MPa pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour notre projet on adoptera un béton de classe C25/30 (selon le tableau de classification) après 28 jours :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$: C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

➤ **Résistance caractéristique à la traction :**

CBA93(ArtA.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Mpa si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ Mpa si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

1.7.1.1 Contrainte limite :

a) Contrainte limite à la compression :

CBA93 (ArtA.4.3.4)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{MPa. Avec :}$$

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

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour notre cas on prend ; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$; $\theta = 1$

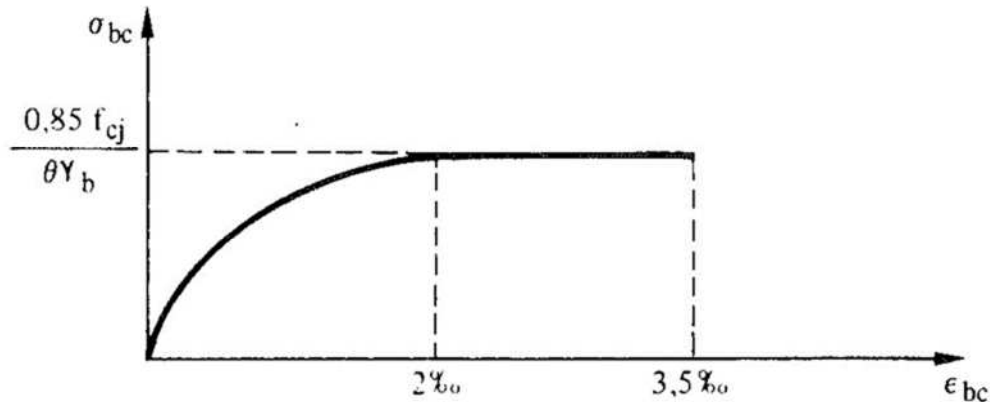


Fig.I.1 : Diagramme des contraintes du béton

b) Contraintes de service à la compression :

CBA93(Art.A.4.5.2)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ MPa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique .

1.7.1.2. Module de déformation longitudinale du béton :

- ❖ Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art.A.2.1.2.1)}$$

- ❖ Pour des charges de longue durée d'application , le module de déformation différée du béton à (j) jours comprend le retrait et le fluage est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art.A.2.1.2.2)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

1.7.1.3. Coefficient du poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

- L'ELU : $\nu = 0$ → calcul des sollicitations.
- L'ELS : $\nu = 0.2$ → calcul des déformations.

1.7.1.4 Contrainte ultime du cisaillement (du béton) :

(Art 5.1,211BAEL91)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article (A.5.2.11) de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{y_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_{u \text{ bar}} = 3.33 \text{ MPa}$ Pour les situations transitoires ou durables.

$\tau_{u \text{ bar}} = 4.34 \text{ MPa}$ Pour les situations accidentelles.

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{y_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

$\tau_{u \text{ bar}} = 2.5 \text{ MPa}$ Pour les situations transitoires ou durables.

$\tau_{u \text{ bar}} = 3.26 \text{ MPa}$ Pour les situations accidentelles.

1.7.2. L'acier :

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de la traction et éventuellement de la compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

Le tableau 1.1 ci-après donne les limites d'élasticité des aciers utilisés dans les bâtiments dans le cas général.

Tableau I.1. Fe en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	lisses					
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
Fe(MPA)	215	235	400	500	500	500

Avec Fe : la limite d'élasticité des aciers.

- Pour notre étude on va utiliser trois type de nuance l'acier :
 - Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
 - Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
 - Treillis soudés de nuance Te500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

à l'ELU : on admet le diagramme suivant :

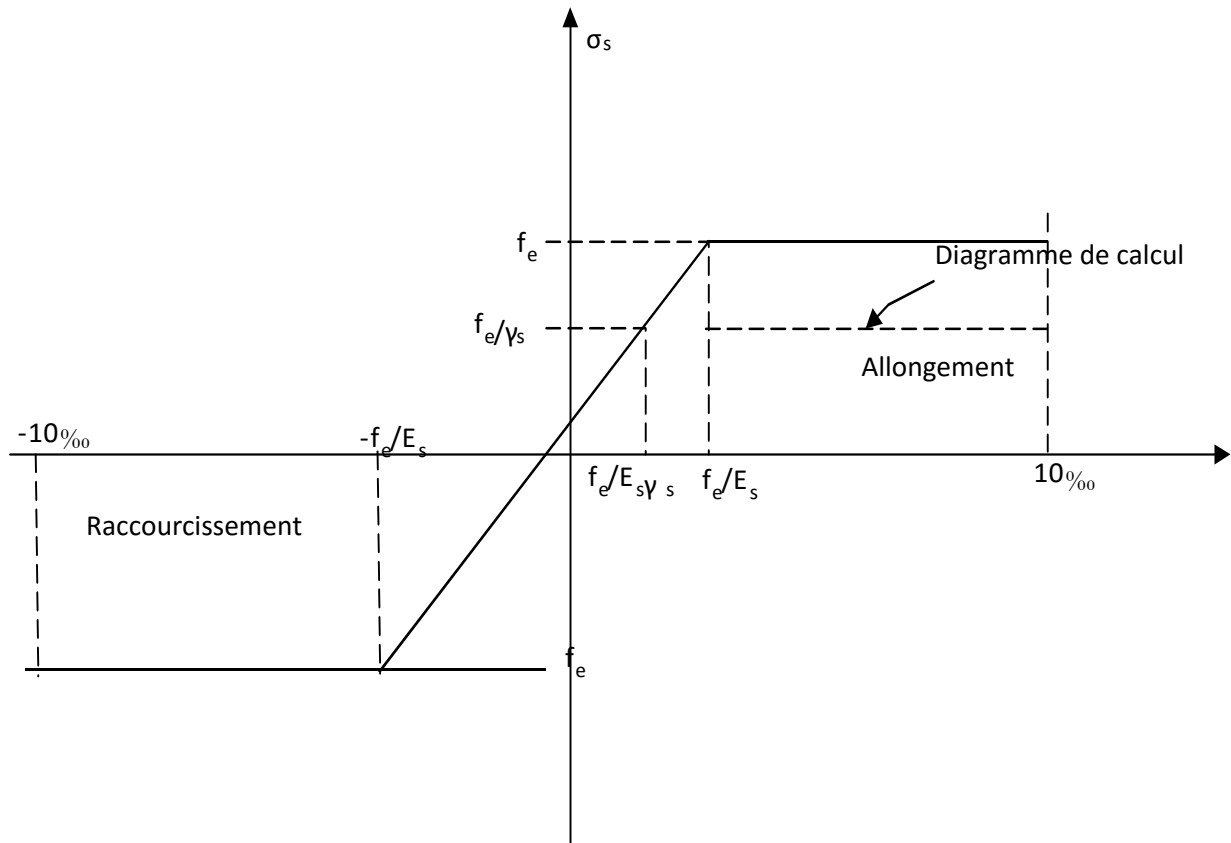


Fig.I.2. : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité.

$$\sigma_{adm} = f_e / \gamma_s$$

$\sigma_{adm} = 348 \text{ MPA}$ Pour les situations durables ($\gamma_s = 1,15$).

$\sigma_{adm} = 400 \text{ MPA}$ Pour les situations accidentelles ($\gamma_s = 1$).

à L'ELS : Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : on calcul uniquement a L'ELU.
- Fissuration nuisible : $\sigma_{sbar} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ en [MPa]}$.
- Fissuration très nuisible : $\sigma_{sbar} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ en [MPa]}$.

η : Coefficient de sécurité.

Avec : $\eta = 1$: pour les ronds lisses ,treillies soudés.

$\eta = 1,6$: pour hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$: pour hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

✓ **La transmission des charges**

La transmission ou le cheminement des charges (G ; Q) dans une structure se fait des éléments secondaire → poutres → poteaux → fondation → sol.

1.8. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

1.8.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Poussées des terres et des liquides.
- Le poids de cloison.

1.8.2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Action climatiques (variation de la température, la neige, et le vent).

1.8.3. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes(E).
- Les explosions.
- Les chocs.

1.9. Combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

Gmax: l'ensemble des actions permanentes défavorables.

Gmin: l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable de base.

Qi ($i > 1$) : action variable d'accompagnement.

1.9.1. Combinaison d'action à l'ELU:

CBA93 (article : A.3.3.2)

❖ Situation durable ou transitoire :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est:

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum 1,3\Psi_{qi}Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

$\gamma Q_1 = 1,5$ Dans le cas général.

$\gamma Q_i = 1,35$ Pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

Ψ_1 : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

❖ *Situations accidentelles :*

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_1 Q_1 + \sum \psi_2 Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.2)}$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

ψ_1 : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_2 Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots (1)$$

$$0,8G \pm E \dots \dots \dots (2)$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

$$G + Q \pm 1,2E \dots \dots \dots (3) \quad \text{RPA99/2003(Art5.2)}$$

I.9.2. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_0 Q_i \quad \text{CBA93 (article A.3.3.3)}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur.

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont :

Béton :

Résistance caractéristique : $f_{c28} = 25$ MPa

Contrainte limite à l'ELU : *situation durable = 14.2 MPa

*situation accidentelle = 18.48 MPa

Contrainte limite à l'ELS : $\sigma_{bc} = 15$ MPa

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{ij} = 32164.20$

Module de déformation longitudinale différée : $E_{vj} = 10818,86$

Limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa

Module d'élasticité $E = 200000$ MPa

Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle : 400 MPa

*situation courante : 348 MPa

Contrainte à l'ELS : *FPN : /

*FN : $\sigma_{sbar} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{n f t j}) = 201.63$ MPa

Acier :

*FTN : $\sigma_{sbar} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{n f t j}) = 164.97$ MPa

Chapitre II

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à définir les dimensions des différents éléments de la structure avant

L'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99/version 2003**) et du **CBA93**.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1. Les planchers :

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements, ...). Il les retransmet aux poutres, puis aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Les dalles pleines pour les balcons.

a. Plancher à corps creux :

La hauteur est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec : L_{max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher.

On a : L_{max} = (450-30) = 420 cm.

D'où : $ht \geq \frac{420}{22,5} = 18.67$ cm.

Donc on adopte un plancher de hauteur (ht = hcc + hddc = 16+4) = 20 cm.

Avec : hcc =16 cm : Hauteur du corps creux.

hddc=4cm :Hauteur de la dalle de compression.

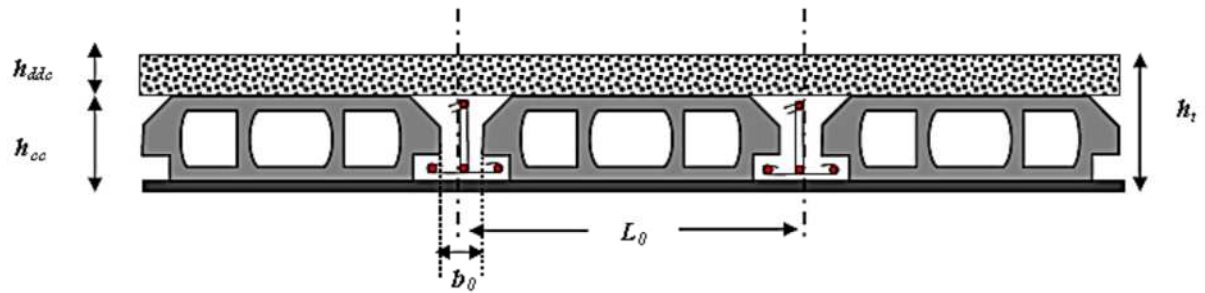


Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axes des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

• **Les poutrelles :**

➤ **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ **Disposition des poutrelles :** La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée (critère prédominant).
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et de telle sorte à éviter les poutrelles isostatiques, et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures ci-dessous :

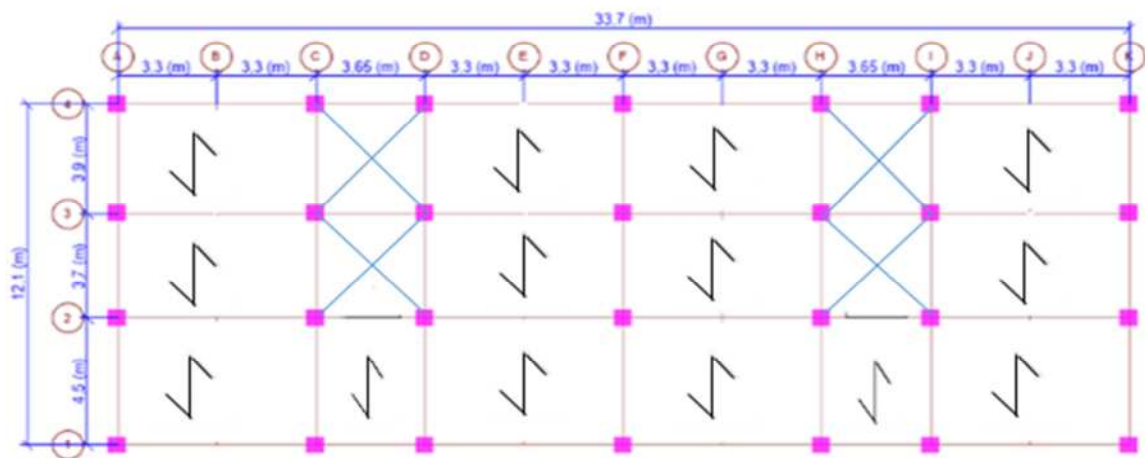


Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ Disposition des poutrelles :

✓ Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{\min}}{10}\right)$$

b : largeur de la table de compression.

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens

Parallèle aux poutrelles.

Dans notre cas on a : **$h=20\text{cm}$** .

$h_0=4\text{cm}$.

$8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$, on prend $b_0=10\text{cm}$

$l_x=l_0-b_0$

Soit $l_0=65\text{cm}$ (entre axe de poutrelle)

$l_x=65-10=55\text{cm}$

$l_y^{\min} = 370-30=340\text{ cm}$.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \left(\frac{55}{2}; \frac{340}{10}\right); \text{ d'où } \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5; 34)$$

$b= (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{cm}$

soit : **$b=65\text{cm}$** .

$h=20\text{cm}$.

b. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent avec ou sans

Continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$e \geq \frac{l_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

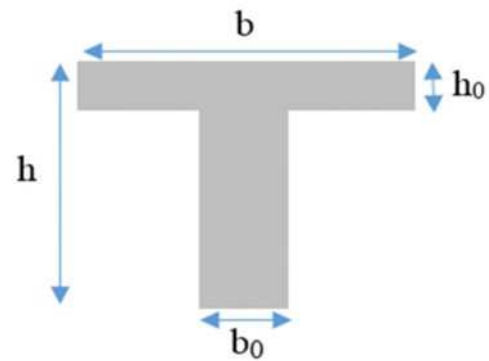


Fig. II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.

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

$e \geq 14\text{cm}$ → Pour quatre heures de coupe-feu.

➤ **Isolation phonique :**

Selon le **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm.

Dans notre projet, on distingue trois types de dalles :

1. Dalle sur deux appuis :

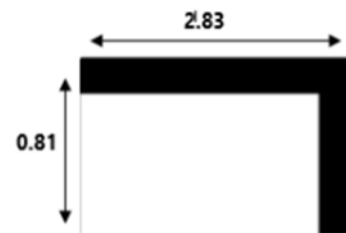
D1-a :

$l_x = 0.81\text{ m}$; $l_y = 2.83\text{ m}$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.286 \leq 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$2.31 \leq e \leq 2.7$$

Ce qui donne : $e = 2\text{cm}$.



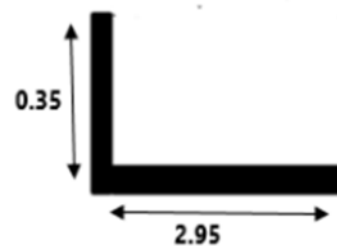
D1-b :

$l_x = 0.35\text{ m}$; $l_y = 2.95\text{ m}$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.118 \leq 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$1 \leq e \leq 1.16$$

Ce qui donne : $e = 1\text{cm}$.



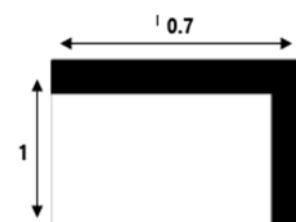
D1-c :

$l_x = 0.7\text{ m}$; $l_y = 1\text{ m}$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$1.55 \leq e \leq 1.75$$

Ce qui donne : $e = 1.6\text{cm}$.



2. Dalle sur trois appuis :

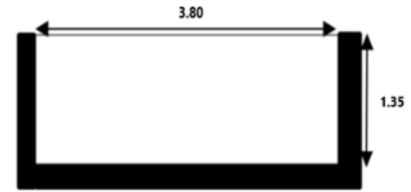
D2 :

$l_x=1.35 \text{ m} ; l_y=3.8 \text{ m} ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.355 < 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$3.86 \leq e \leq 4.5$$

Ce qui donne : $e=4\text{cm}$.



3. Dalle sur quatre appuis :

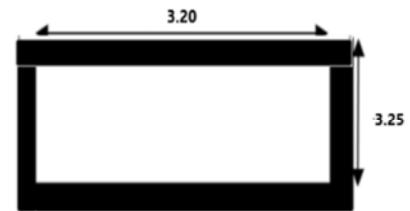
D3 :

$l_x=3.2\text{m} ; l_y=3.25\text{m} ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0.4$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$6.4 \leq e \leq 8$$

Ce qui donne : $e=7\text{cm}$.



❖ Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors les pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 14\text{cm}$.

D'où on adopte pour une épaisseur :

- $e = 12\text{cm}$ pour les balcons.
- $e = 15 \text{ cm}$pour la cage de l'ascenseur vue que son poids est important .

c. Les escaliers :

c.1). Terminologie :

Le rôle principal de l'escalier est de permettre l'accéder d'un étage à un autre, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant ; Elles se composent de plusieurs éléments :

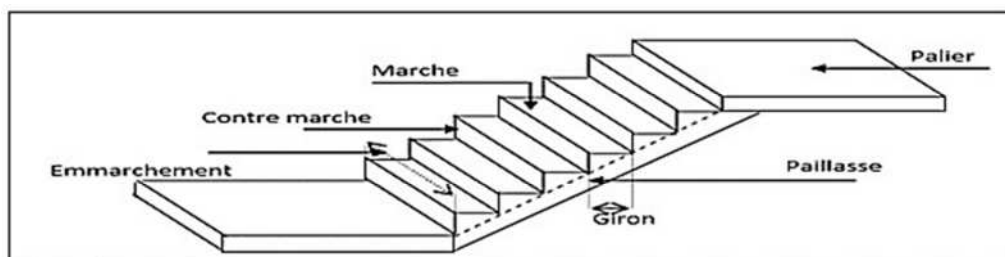


Figure II.4. Schéma d'un escalier.

- ❖ **Giron (g)** : la largeur de la marche.
- ❖ **Marche** : la partie horizontale de la marche.
- ❖ **Contre marche** : la hauteur verticale de la marche (h).
- ❖ **L'emmarchement** : 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 marches.
- ❖ **Pallier** : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- ❖ **Pente de l'escalier(α)** : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale,

pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.

- ❖ **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.

c.2). Types d'escalier :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées et un palier Intermédiaire.

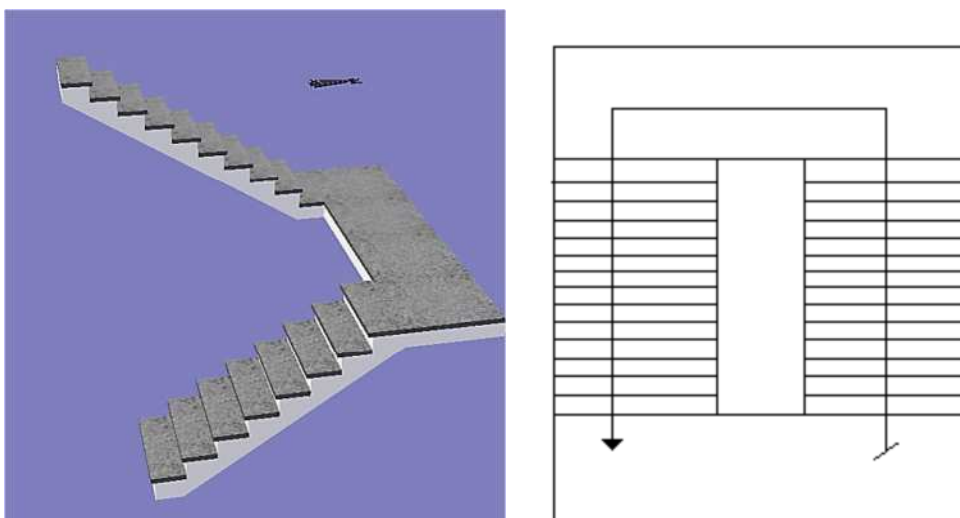


Fig. II.5. Escalier à deux volées.

c.3). 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 entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L0 : longueur projetée de la volée.

Avec : n - 1 : Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marches.

- Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec : La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'p$

Lv : longueur de la volée.

Lp : longueur du palier .

$$L = \sqrt{L_v^2 + H^2} + L_p$$

Remarque :

Sur le plan est mentionnée la largeur de la volée 2.42m, c'est une faute d'architecture, on'a pris

2.40m dans le cas général.

$$\text{Donc : } L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 105 = 389.62$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{d'où : } \frac{389.62}{30} \leq e \leq \frac{389.62}{20} \quad \text{Ce qui donne } 12.99 \leq e \leq 19.48$$

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

On prend pour tout la paillasse $e = 14 \text{ cm}$.

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : L0 = 240cm ; H = 153 cm.

$$\text{Loi de BLONDEL : } 59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8.**

Calcul de giron (g) et la hauteur d'une contre marche(h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ d'où } g = \frac{240}{8} \text{ ce qui donne } g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ d'où } h = \frac{153}{9} \text{ ce qui donne } h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm.}$

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.637$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

d- L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée

dans le plancher soumise à son poids propre(G),

à une force latérale due à l'effet sismique,

et à une surcharge horizontale(Q) due à la main courante.

$$\text{Soit S la section de l'acrotère : } S = (0.6 \times 0.15) + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$$

$$S = 0.1037 \text{ m}^2$$

➤ Charge Permanente

Poids propre :

$$G_1 = \gamma_b \times S \times l$$

$$G_1 = 25 \times 0.1037 \times 1 \Rightarrow G_1 = 2.6 \text{ kn / ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_2 = \gamma_c \times e$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kn / ml}$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 3 \text{ kn / ml}$$

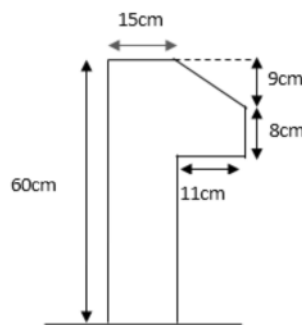
➤ La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$ 

Fig. II.6. Coupe sur l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :**II.3.1. Les poutres :**

1. **Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le **BAEL91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de **(30×35) cm²**.

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = (660-30) = 630 \text{ cm. ; soit : } 42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : **h=45cm**

b=30cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

2. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\text{max}}= 450-35 =415 \text{ cm}$)

$L_{\text{max}} =415\text{cm} \Rightarrow 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}$.

On prend : **h =35cm**

b =30 cm

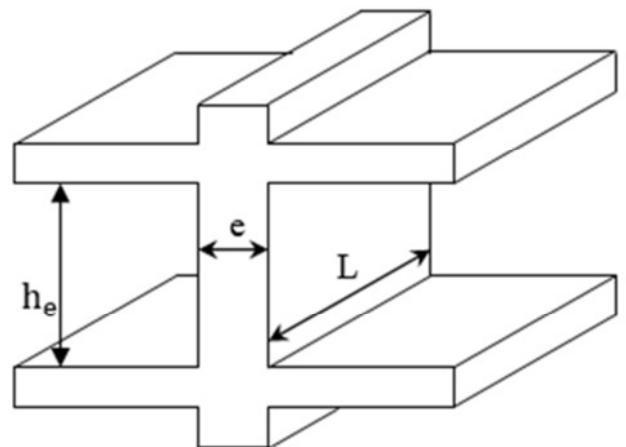
❖ Les dimensions vérifient les exigences du **RPA**.

II.3.2. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ (1).
- $e > \frac{h_e}{20}$ (2)
- **RPA (article 7.7.1).**
- $L > 4 e$ (3).



Avec : e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

h_e : Hauteur libre étage

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages et la même aussi pour RDC.

h_e: hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la poutre).

$h_e=2.71m$: hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{276}{20} ; 15cm \right] \Rightarrow e \geq \max [13.8; 15cm]$$

donc : $e \geq 15cm$.

On prend : $e=15cm$ pour tous les étages.

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

Fig. II.7. Coupe de voile en élévation

$$L_{min} \geq 4e, \text{ d'où } L_{min} \geq 60cm$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment doivent être de largeur $\geq 60cm$.

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux

fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une

section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ; Ces

dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. Selon le **RPA99**

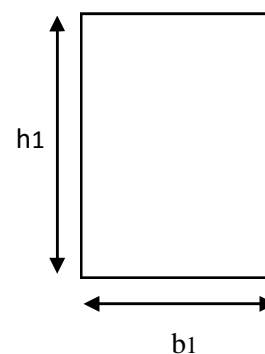
(**version2003**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

❖ **Condition RPA :**

$$\left[\begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$



Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage.

$h_e= 2.71 m$.

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

Tableau II.1. Sections préalables des poteaux

Etage	RDC, 1er étage	2eme, 3eme étage	4eme, 5eme étage	6eme, 7eme étage	8eme étage
Section	45× 50	40×45	35×40	35×35	30×35

($b_1 \times h_1$)

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher étage courant + RDC (16+4) :

Tableau II.2. Evaluation des charges Plancher étage courant + RDC

N°	Elément	e(m)	ρ (KN/m ²)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle de compression + corps creux	0,2	-	2,85
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation	0,1	9	1
Charge permanente G				5,21KN/m ²
Charge d'exploitation Q				1,5KN/m ²

II.4.1.2. Plancher terrasses inaccessible (16+4) :

Tableau II.3. Evaluation des charges Plancher Terrasse inaccessible

N	Elément	e(m)	ρ (KN/m ²)	G(KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,015	18	0,27
4	Plancher a cors creux	0,2	-	2,85
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Forme de pente	0,1	22	2,2
Charge permanente G				6.8KN/m ²
Charge d'exploitation Q				1KN/m ²

II.4.1.3. Mur extérieur et mur de séparation entre appartement :

Tableau II.4. Evaluation des charges mur de séparation

N°	Elément	e(m)	ρ (KN/m ²)	G(m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
2	Brique creuse	0,15	-	1.3
3	Lame d'air	0,05	00	00
4	Brique creuse	0,1	-	0.9
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2.76 KN/m ²

II.4.1.4. Panneau dalle pleines (balcons) :

Tableau II.5. Evaluation des charges DP (balcons)

N°	Elément	e(m)	ρ (KN/m ²)	e(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	2,85
5	Enduit en plâtre	0,02	18	0,2
Charge permanente G				5,02KN/m ²
Charge d'exploitation Q				3,5KN/m ²

II.4.1.5. Escalier :

Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.

N°	Elément	e(m)	ρ (KN/m ²)	e(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,02KN/m ²
Charge d'exploitation Q				2,5KN/m ²

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

N°	Élément	e(m)	ρ(KN/m ²)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	1
2	Mortier de sable	0,02	20	0,12
3	Lit de sable	0,02	18	0,27
4	Enduit de plâtre	0,02	18	2,85
5	Marche	$\frac{(0.17)}{2}=0.085$	22	1.87
6	paillasse	$(\frac{0.14}{\cos 32.56^\circ})=0.16$	25	4
Charge permanente G				10.11KN/m ²
Charge d'exploitation Q				2.5KN/m ²

II.4.1.6 : Ascenseur :

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant à l'ascenseur

N°	Élément	e(m)	ρ(KN/m ²)	G(KN/m ²)
1	Plancher a dalle pleine(e=15cm)	0.15	25	3.75
2	Enduit de plâtre	0.02	18	2,85
Charge d'exploitation G				6.6 KN/m ²
Charge d'exploitation Q				1 KN/m ²

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau

le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

La loi de dégression des charges (DTR.BC22.art.6.3) :

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1, Q2.....Qn les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :Q0.
- Sous le dernier étage :Q0+Q1.
- Sous l'étage immédiatement inferieur :Q0+0.95 (Q1+Q2).

-Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

-Pour $n \geq 5$: $Q_0+ \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable pour $n \geq 5$.

Descente de charges du poteau P1(poteau central) : (B4)

Calcul d la surface afférente :

$$S_{aff.} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

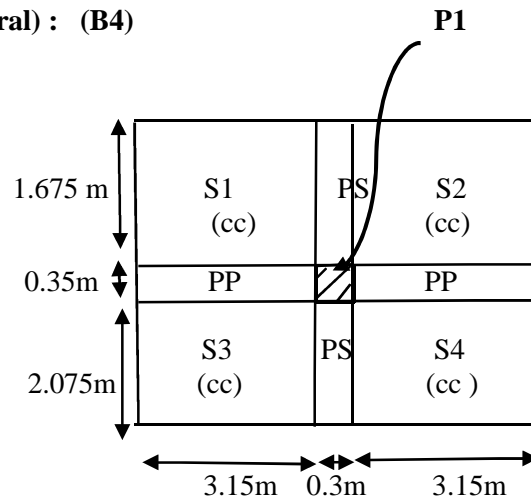
$$S_1 = 3.15 \times 1.675 = 5.276 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.15 \times 1.675 = 5.276 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3.15 \times 2.075 = 6.536 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.15 \times 2.075 = 6.536 \text{ m}^2$$

$$S_{aff.} = 23.624 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{plancher étage}} = G \times S_{aff.} = 5.21 \times 23.624$$

$$= 123.081 \text{ KN.}$$

Fig II.8. Schéma statique de la descente de charge

$$Q_{\text{plancher étage}} = Q \times S_{aff.} = 1.5 \times 23.624 = 35.436 \text{ KN.}$$

Longueur des poutres principales (pp) :

$$L_{pp} = 3.15 + 3.15 = 6.30 \text{ m.}$$

Longueur des poutres secondaires (ps) :

$$L_{ps} = 1.675 + 2.075 = 3.75 \text{ m}$$

Poids propres des poutres (pp+ps) :

$$G_{\text{poutres}} = \gamma_{\text{béton}} \times V = \gamma_{\text{béton}} \times S \times L$$

$$G_{\text{poutres}} = 25 [(0.3 \times 0.45) \times 6.3 + (0.3 \times 0.35) \times 3.75]$$

$$G_{\text{poutres}} = 31.11 \text{ KN.}$$

Poids propres des poteau :

$$G_{\text{pot}} = \gamma_{\text{béton}} \times V = \gamma_{\text{béton}} \times a \times b \times H$$

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.06$$

$G_{pot}=8.032 \text{ KN}$.

$G_{\text{plancher terrasse inaccessible}} = G \times S_{aff}=6.8 \times 23.624 = 160.643$

$Q_{\text{plancher terrasse inaccessible}} = Q \times S_{aff} = 1 \times 23.624 = 23.624 \text{ KN}$.

Tableau II.9. Evaluation de la descente de charge du poteau P1

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N8	-Plancher T. Inaccessible.	160.643	
	-Poutres (pp+ps). -Poteau(35×30).	31.11 8.032	23.624
	Total	199.785	23.624
N7	-Venant de N8.	199.785	23.624
	-Plancher corps creux. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×35).	123.081 31.11 9.371	35.436
	Total	363.347	59.06
N6	-Venant de N7.	363.347	59.06
	-Plancher corps creux. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×35).	123.081 31.11 9.371	35.436
	Total	526.909	94.496
N5	-Venant de N6.	526.909	94.496
	-Plancher corps creux. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×40).	123.081 31.11 10.71	35.436
	Total	691.81	129.932
N4	-Venant de N5.	691.81	129.932
	-Plancher (pp+ps). -Poutres (pp+ps). -Poteau (35×40).	123.081 31.11 10.71	35.436
	Total	856.711	165.368
N3	-Venant de N4.	856.711	165.368
	-Plancher (pp+ps). -Poutres (pp+ps). -Poteau (40×45)	123.081 31.11 13.77	35.436
	Total	1024.672	200.804
N2	-Venant de N3.	1024.672	200.804
	- Plancher (pp+ps). -Poutres (pp+ps). -Poteau (40×45) .	123.081 31.11 13.77	35.436
	Total	1192.633	236.24

N₁	-Venant de N ₂ .	1192.633	236.24
	- Plancher (pp+ps).	123.081	35.436
	-Poutres (pp+ps).	31.11	
	-Poteau (45×50).	17.21	
	Total	1364.034	271.676
N₀	-Venant de N ₁ .	1364.034	271.676
	- Plancher (pp+ps).	123.081	35.436
	-Poutres (pp+ps).	31.11	
	-Poteau (45×50).	17.21	
	Total	1535.435	307.112
N_u=1.35G_t + 1.5Q_t = 2533.505 KN			

Descente de charge de poteau P2 (poteau de la cage d'escalier) : (B5)

P2

$$S_{aff.} = S_1 + S_2 + S_{3Dp} + S_4$$

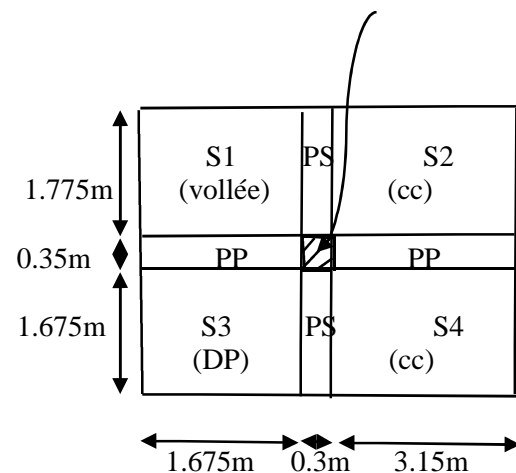
$$S_1 = 1.775 \times 1.675 = 2.973 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.15 \times 1.775 = 5.591 \text{ m}^2$$

$$S_{3Dp} = 1.675 \times 1.675 = 2.806 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.675 \times 3.15 = 5.276 \text{ m}^2$$

$$S_{aff} = 16.646 \text{ m}^2$$



Longueur des poutres principales (pp) :

$$L_{pp} = 1.675 + 3.15 = 4.825 \text{ m.}$$

Longueur des poutres secondaires (ps) :

$$L_{ps} = 1.675 + 1.775 = 3.45 \text{ m}$$

Poids propres des poutres (pp+ps) :

$$G_{poutres} = \gamma_{\text{béton}} \times V = \gamma_{\text{béton}} \times S \times L$$

$$G_{poutres} = 25[(0.3 \times 0.35) \times 3.45 + (0.3 \times 0.45) \times 4.825]$$

$$G_{poutres} = 25.34 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 6.8 \times 16.646 = 113.193 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 16.646 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher étage}} = 5.21 \times (5.591 + 5.276) = 56.617 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher étage}} = 16.30 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher(Dp)}} = 5.02 \times 2.806 = 14.086 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher(Dp)}} = 3.5 \times 2.806 = 9.821 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{vollée}} = 10.11 \times 2.973 = 30.057 \text{ KN.}$$

Qvollée = 2.5×2.973 = 7.432 KN.

Tableau II.10. Evaluation de la descente de charge du poteau P2

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N8	-Plancher terrasse inaccessible.	113.193	16.646
	-Poutres (pp+ps). -Poteau (30×35).	25.34 8.032	
	Total	146.565	16.646
N7	-Venant de N8.	146.565	16.646
	-Plancher corps creux. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×35). -Escalier(vollée).	56.617 25.34 9.371 30.057	16.30
	Total	267.95	40.378
N6	-Venant de N7.	259.239	40.378
	-Plancher corps creux. -Plancher dalle pleine. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×35). -Escalier(vollée).	56.617 14.086 25.34 9.371 30.057	16.30 9.821
	Total	394.71	73.931
N5	-Venant de N6.	385.999	73.931
	-Plancher corps creux. -Plancher dalle pleine. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×40). -Escalier(vollée).	56.617 14.086 25.34 10.71 30.057	16.30 9.821
	Total	522.809	107.484
N4	-Venant de N5.	514.098	107.484
	-Plancher corps creux. -Plancher dalle pleine. -Poutres (pp+ps). -Poteau(35×40). -Escalier(vollée).	56.617 14.086 25.34 10.71 30.057	16.30 9.821
	Total	650.908	141.037
N3	-Venant de N4.	642.197	141.037
	-Plancher corps creux. -Plancher dalle pleine. -Poutres (pp+ps). -Poteau(40×45). -Escalier(vollée).	56.617 14.086 25.84 13.77 30.057	16.30 9.821
	Total	782.067	174.59

N2	-Venant de N3.	773.356	174.59
	-Plancher corps creux.	56.617	16.30
	-Plancher dalle pleine.	14.086	9.821
	-Poutres (pp+ps).	25.84	
	-Poteau(40×45).	13.77	
	-Escalier(vollée).	30.057	7.432
	Total	913.226	208.143
N1	-Venant de N2.	904.515	208.143
	-Plancher corps creux.	56.617	16.30
	-Plancher dalle pleine.	14.086	9.821
	-Poutres (pp+ps).	25.34	
	-Poteau(45×50).	17.21	
	-Escalier(vollée).	30.057	7.432
	Total	1047.825	241.696
N0	-Venant de N1.	1039.114	241.696
	-Plancher corps creux.	56.617	16.30
	-Plancher dalle pleine.	14.086	9.821
	-Poutres (pp+ps).	25.34	
	-Poteau(45×50).	17.21	
	-Escalier(vollée).	30.057	7.432
	Total	1182.424	275.249
Nu = 1.35Gt + 1.5Qt = 2009.145 KN			

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (1) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

Vérification pour le poteau :

Nu = 1,35Gt + 1,5Qt = 2533.505 KN.

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU a 10% pour tenir en compte la continuité des portiques telle que :

Nu* = Nu × 1,1 = 1,1 (1.35Gt + 1.5Qt).

Après majoration on trouve à la base : **Nu* = 2786.855 KN**

2.2.1. Critère de résistance :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul :

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B \geq \frac{2786.855}{14.2 \times 10^3}$$

$$B \geq 0.196m^2.$$

A la base : $B=0.50 \times 0.45 = 0.225m^2 > 0.196m^2 \rightarrow$ C'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.11. Vérifications des contraintes à la compression

Etage	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	Condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B(m²)	Bcal(m²)	
8	199.785	23.624	335.660	0.105	0.024	Vérifiée
7	363.347	59.06	637.02	0.122	0.045	Vérifiée
6	526.909	94.496	938.378	0.122	0.066	Vérifiée
5	691.81	129.932	1241.72	0.140	0.087	Vérifiée
4	856.711	165.368	1545.07	0.140	0.109	Vérifiée
3	1024.672	200.804	1852.964	0.180	0.130	Vérifiée
2	1192.633	236.24	2160.856	0.180	0.152	Vérifiée
1	1364.034	271.676	2473.86	0.225	0.174	Vérifiée
RDC	1535.435	307.112	2786.855	0.225	0.196	Vérifiée

On remarque que la condition $B > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux.

2.2.2. Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (\text{BAEL91 ArtB.8.4,1})$$

Br : section réduite du béton ($Br=(a-2) \times (b-2)$).

As : section d'acier.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement (λ).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si : } 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda \leq 70$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 artB.8.3,31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire $I = \frac{h \times b^3}{12}$

Exemple de calcul :

Vérification du poteau à la base :

$$l_f = 0.7 \times (3.06 - 0.45) = 1.827m$$

$$B = 0.45 \times 0.50 = 0.225m^2$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.45^3}{12} = 3.79 \times 10^{-3}m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3.79 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.129$$

$$\lambda = \frac{1.827}{0.129} = 14.162 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.162}{35}\right)^2}$$

Donc : $\alpha = 0.823$

D'après l'expression donnée dans le **BAEL91/99 Art B.84.1**

$As \in [0.8\%Br ; 1.2\%Br]$ on prend : $As = 1\%Br$

$$B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{calculé} \geq \frac{2786.855 \times 10^{-3}}{0.823 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.073 m^2$$

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.5 - 0.02) \times (0.45 - 0.02)$$

$$Br = 0.206 m^2 > Br = 0.073 m^2.$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

→Ce tableau , résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau II.12. les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

Etages	Nu*(KN)	i(m)	λ	α	Condition Br > Bcalculé		observation
					Br	Bcalculé	
8	335.660	0.086	21.244	0.791	0.092	0.019	Vérifiée
7	637.02	0.101	1.827	0.849	0.109	0.035	Vérifiée
6	938.378	0.101	1.827	0.849	0.109	0.051	Vérifiée
5	1241.72	0.101	18.089	0.806	0.125	0.081	Vérifiée
4	1429.42	0.101	18.089	0.806	0.125	0.078	Vérifiée
3	1852.964	0.115	15.886	0.816	0.163	0.099	Vérifiée
2	2160.856	0.115	18.886	0.816	0.163	0.119	Vérifiée
1	2473.86	0.129	14.162	0.823	0.206	0.142	Vérifiée
RDC	2786.855	0.129	14.162	0.823	0.206	0.073	Vérifiée

On remarque que la condition $Br > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

2.2.3. Vérification des conditions du RPA99(art7.4.1) :

Tableau II.13. Vérification des conditions du RPA

Poteau	(45× 50)	(40× 45)	(35× 40)	(35× 35)	(30×35)	Observation
$\text{Min}(b1,h1) \geq 25\text{cm}$	45	40	35	35	30	Vérifiée
$\text{Min}(b1,h1) \geq \frac{he}{20}$	13.8	13.8	13.8	13.8	13.8	Vérifiée
$0.25 < \frac{b1}{h} < 4$	0.9	0.889	0.875	1	0.857	Vérifiée

II.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

❖ Plancher

Pour le corps creux est $(16+4) = 20\text{cm}$.

Pour les dalles pleine $e=12\text{cm}$.

❖ Poutres

Poutres principales : $30 \times 45\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $30 \times 35\text{cm}^2$

❖ Escalier (paliers + volées)

Nous avons adopté une épaisseur $e=14\text{cm}$.

❖ Voiles

$e=15\text{cm}$ pour toute la structure (tous les étages)

❖ Poteaux

RDC, 1er étage : $45 \times 50\text{ cm}^2$

2eme, 3eme étage : $40 \times 45\text{ cm}^2$

4eme, 5eme étage : $35 \times 40\text{ cm}^2$

6eme, 7eme étage : $35 \times 35\text{ cm}^2$

8eme étage : $30 \times 35\text{ cm}^2$

Chapitre III

III.1. Calcul des éléments non structuraux :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (les planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question, toutes on respectant la réglementation en vigueur.

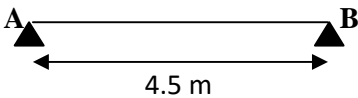
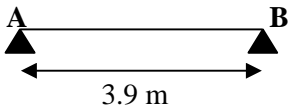
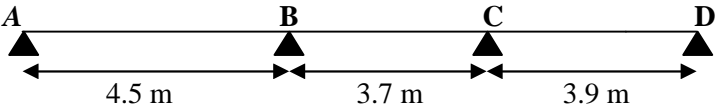
III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Plancher à corps creux :

Pour le plancher à corps creux le calcul ce fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

❖ *Les différents types de poutrelles :*

Tableau.III.1. Différent types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	Poutrelle du plancher terrasse inaccessible , RDC et étage courant
	
Type 2	
Type 3	

❖ *Calcul des charges revenant aux poutrelles :*

L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ et $q_u = P_u \times l_0$

L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s \times l_0$

Tel que : l_0 : entre axe des poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm}$.

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. III.2. Charge revenant aux poutrelles.

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu(KN/m ²)	qs(KN/m ²)	ps(KN/m ²)	qs(KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.8	1	10.68	6.942	7.8	5.07
Etage courant	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.361

Calcul des sollicitations maximales :

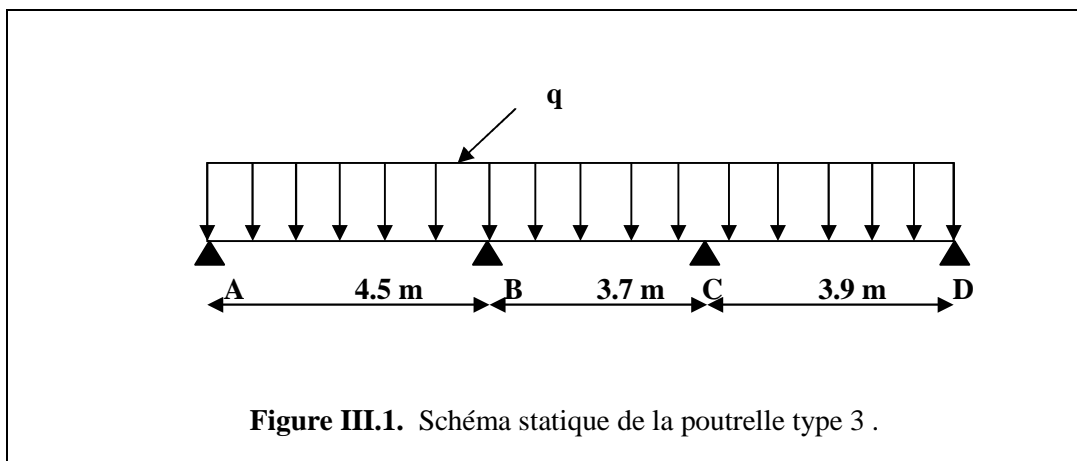
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot.

Tableau III.3. vérification des conditions et les Méthodes retenues.

Type	Vérification des conditions	Méthode retenue
Type 1 et Type 2	1. $Q \leq \min(2 \times G ; 5)$ Plancher T.inaccessible : $G= 6.8 \text{ KN/m}^2$ et $Q= 1 \text{ KN/m}^2$Vérifié Plancher RDC et E.courant : $G= 5.21 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1.5\text{kn/m}^2$...Vérifié 2. $I = \text{cst}$ (même corps creux) Vérifié	forfaitaire
Type 3	1. $Q \leq \min(2 \times G ; 5) = 5 \text{ KN/m}^2$ Vérifié 2. $I = \text{cst}$ (même corps creux) Vérifié 3. $0.8 \leq L_i / L_{i+1} = 4.5/3.7 = 1.23 \leq 1.25$ Vérifié	forfaitaire

❖ Exemple d'application de la méthode forfaitaire :

La poutrelle de type 3 :



Les moments isostatiques :

M_0 : moment isostatique avec $M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$

❖ **A L'ELU :**

$$M_{AB}^0 = \frac{6,034 \times 4,50^2}{8} = 15,273 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{6,034 \times 3,7^2}{8} = 10,325 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^0 = \frac{6,034 \times 3,9^2}{8} = 11,472 \text{ KN.m}$$

❖ **A L'ELS :**

$$M_{AB}^0 = \frac{4,361 \times 4,50^2}{8} = 11,038 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4,361 \times 3,7^2}{8} = 7,462 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^0 = \frac{4,361 \times 3,9^2}{8} = 8,291 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :❖ **Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif : $M_A = M_D = -0,15M_0^{\max}$.

$$M_0 = \max [M_{AB}^0 ; M_{BC}^0 ; M_{CD}^0] = M_{AB}^0 = 15,273 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_D = -2,291 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_D = -1,656 \text{ KN.m}$$

❖ **Appuis intermédiaires :**

ELU :

$$M_B = -0,5 \times \max (M_{AB}^0 ; M_{BC}^0) = -0,5 \times 15,273 = -7,636 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max (M_{BC}^0 ; M_{CD}^0) = -0,5 \times 11,472 = -5,736 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_B = -0,5 \times \max (M_{AB}^0 ; M_{BC}^0) = -0,5 \times 11,038 = -5,519 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max (M_{BC}^0 ; M_{CD}^0) = -0,5 \times 8,291 = -4,145 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,21} = 0,223 \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,223 = 1,0669 \end{array} \right.$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,223 = 1.2669$$

❖ **ELU :**

Travée(AB) :

$$M_0 = 15.273 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} + \frac{MA+MB}{2} \geq \max (1+0,3\alpha ; 1,05)M_0^1$$

$$M_t \geq 1,0669 M_0^1 - 0,25 M_0^2$$

$$M_t \geq 12.476 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} + \frac{0+7.636}{2} \geq 1.0669 \cdot M_0^1$$

$$M_t^{AB} \geq 12.476 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $M_t^{AB} = 12.476 \text{ KN.m}$

Travée(BC) :

$$M_0 = 10.325 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} + \frac{MB+MC}{2} \geq \max (1+0,3\alpha ; 1,05)M_0^2$$

$$M_t \geq 1.0669M_0^2 - 0.5M_0^2$$

$$M_t \geq 5.853 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

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

$$M_t \geq \frac{1,2669}{2} M_0^2$$

$$M_t \geq 4.329 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $M_t^{BC} = 5.853 \text{ KN.m}$

Travée(CD) :

$$M_0 = 11.038 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max (1+0,3\alpha ; 1,05)M_0^3$$

$$M_t \geq 1.0669M_0^2 - 0.25M_0^3$$

$$M_t \geq 9.371 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

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

$$M_t \geq \frac{1,2669}{2} M_0^3$$

$$M_t \geq 9.371 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

Donc : $M_t^{CD} = 9.371 \text{ KN.m}$

❖ **ELS :**

Travée(AB) :

$$M_0 = 11.0380 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t^{AB} = 9.016 \text{ KN.m}$

Travée(BC) :

$$M_0 = 7.462 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t^{BC} = 4.230 \text{ KN.m}$

Travée(CD) :

$M_0 = 8.291 \text{ KN.m}$

Donc : $M_t^{CD} = 6.773 \text{ KN.m}$

Efforts tranchant :

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $V_0 = \frac{q_u \times L}{2}$

Travée(AB) :

$V_A = \frac{6,034 \times 4,5}{2} = 13.577 \text{ KN}$

$V_B = -1,1 \times V_A = -14.935 \text{ KN}$

Travée(BC) :

$V_B = 1,1 \times \frac{6,034 \times 3,70}{2} = 12.280 \text{ KN}$

$V_C = -V_B = -12.280 \text{ KN}$

Travée(CD) :

$V_D = \frac{-6,034 \times 3,9}{2} = -11.766 \text{ KN}$

$V_C = -1,1 \times V_D = 12.943 \text{ KN}$

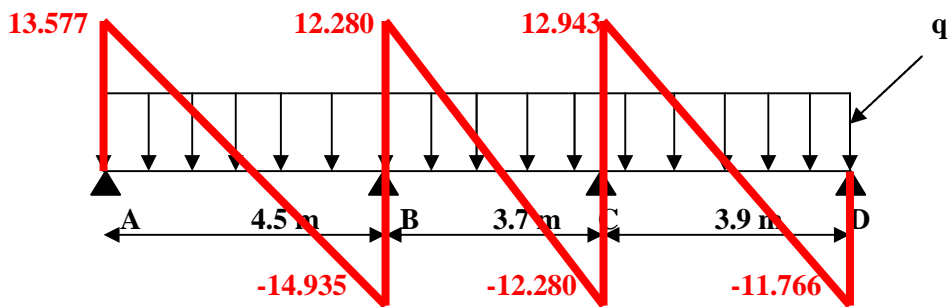


Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 .

Sollicitation max sur la poutrelle 3 (Terrasse inaccessible) :

Tableau III.4.. sollicitation max sur la poutrelle 3 (T.i)

Type 3	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intr} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intr} (KN.m)	M_t (KN.m)
	-2.636	8.786	14.058	17.181	-1.539	6.417	10.266

❖ Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

Etage courant et RDC :

Type 1 :

Tableau III.5. Sollicitation sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	4.5	15.273	-2.291	-2.291	15.273	13.576	-13.576
M _a = 2.291 KN.m ; M _t = 15.273 KN.m ; V = 13.576 KN							
ELS							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	4.5	11.039	-1.656	-1.656	11.039	9.812	-9.812
M _a = 1.656 KN.m ; M _t = 11.039 KN.m ; V = 9.812 KN							

Type 2 :

Tableau III.6. Sollicitation sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	3.90	11.472	-1.721	-1.721	11.472	22.370	-22.370
M _a = 1.72 KN.m ; M _t = 11.472 KN.m ; V = 11.766 KN							
ELS							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	3.90	8.291	-1.244	-1.244	8.291	8.504	-8.504
M _a = 1.244 KN.m ; M _t = 8.291 KN.m ; V = 8.504 KN							

Terrasse inaccessible :

Type 1 :

Tableau III.7. Sollicitation sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	4.5	17.572	-2.634	-2.634	17.572	15.62	-15.62
M _a = 2.634 KN.m ; M _t = 17.572 KN.m ; V = 15.62 KN							
ELS							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN.m)
AB	4.5	12.833	-1.925	-1.925	12.833	11.407	-11.407
M _a = 1.925 KN.m ; M _t = 12.833 KN.m ; V = 11.407 KN							

Type 2 :

Tableau III.8. Sollicitation sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN)	V _A (KN)	V _B (KN)
AB	3.90	13.198	-1.979	-1.979	13.198	13.537	-13.537
$M_a = 1.979 \text{ KN.m} ; M_t = 13.198 \text{ KN.m} ; V = 13.537 \text{ KN}$							
ELS							
Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _t (KN)	V _A (KN)	V _B (KN)
AB	3.90	9.639	-1.446	-1.446	9.639	9.886	-9.886
$M_a = 1.446 \text{ KN.m} ; M_t = 9.639 \text{ KN.m} ; V = 9.886 \text{ KN}$							

III.2.1.1. Sollicitation max sur les différents étages :

Tableau III.9. Sollicitation max sur les différents étages

Type de plancher	ELU				ELS		
	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)
Etage courant et RDC	-7.636	-2.291	15.273	14.935	5.519	1.656	11.039
Terrasse inaccessible	8.786	-2.636	17.572	17.181	6.417	-1.925	12.833

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul des armatures se fait pour une section en T à la F.S. Un exemple de calcul est donné ci-après. Les résultats des autres poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

On reprend la poutrelle Type 3 :

Etage courant

Données :

ELU :

$$M_t = 15.273 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{int}} = -7.636 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{rive}} = -2.291 \text{ KN.m} ; V = 14.935 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t = 11.039 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{int}} = -5.519 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{rive}} = -1.656 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; Fe400 ; F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; d = 18 \text{ cm} ; F.P.N$$

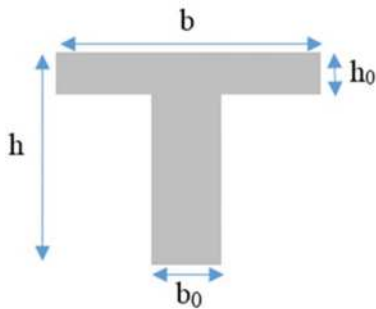


Fig.III.3. coupe des poutrelles

❖ **Ferraillage en travée :**

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_t = 15.273 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 15.273 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Section rectangulaire (} b \times h \text{)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.273 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

Pivot A : $\xi = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0665) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \times f_{st}} \rightarrow A_t = \frac{15.273 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.507 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

CBA93 (Art A.4.2.1)

L'axe neutre passe par la table de compression et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ donc on ferraille avec A_t

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

❖ **Ferraillage aux appuis :**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$)

- **Appui intermédiaire : calcul d'une section $b_0 \times h$**

$$M_A^{\text{intr}} = -7.636 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.636 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.165 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

Pivot A : $\xi = 10\% \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.165}) = 0.227$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.227) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \times f_{st}} \rightarrow A_t = \frac{7.636 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.346 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ donc on ferraille avec A_t

On opte pour : $A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

• **Appui de rive :**

$$M_A^{\text{rive}} = -2.291 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d \cdot f_{bu}} \quad ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.291 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A : $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.063) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \times f_{st}} \rightarrow A_t = \frac{2.291 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.377 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ donc on ferraille avec A_t

On opte pour : $A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage transversales :**

$$\theta_t \geq \min \left(\theta_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \min (8 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend : $\theta_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ on choisit un étrier $\theta 6 : A_t = 2\theta_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

III.2.1.3. Les vérifications nécessaires :

- **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification du risque de rupture par cisaillement :**

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V^{\max} = 14.935 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = (14.935 \times 10^{-3}) / (0.10 \times 0.18) \rightarrow \tau_u = 0.829 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St) :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{At \cdot fe}{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\right) b_0} = 55 \text{ cm} \\ At \frac{0.8 \cdot fe}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 160.80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'ou : St = 15 cm .

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Vérification de la compression du béton :

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{array} \right. \quad \text{avec : } a = \min(0.9d ; (30 - 4) \text{cm}) = 14.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a b_0 \times f_{c28}$

$$\Rightarrow V_u = 14.935 \text{ KN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales :

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

- **Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot V_u$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 1HA10 + 2HA12 + 2HA10 = 3.05 + 1.57 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot V_u = \frac{1.15}{400} \times 14.935 \times 10^{-3} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(14.935 \times 10^{-3} + \frac{7.636 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.78 \text{ cm}^2$$

Pas de vérifications à faire Au niveau de l'appui intermédiaire car V_u est négligeable devant M_u .

Vérification de la jonction table-nervure :

BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{0.65-0.1}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{14.935 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.975 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

Vérification des contraintes.

Vérification de la flèche.

Vérification des contraintes :

❖ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{h_0^2 \cdot b_0}{2} - 15A \cdot (d - h_0)$$

$$\Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.205 \times 10^{-4} \text{ m}^4 < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section } b_0 \times h.$$

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 45.75y - 823.5 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 136.246 \Rightarrow y = 9.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \cdot A (d - y)^2 = 57441.06 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.039 \times 10^{-3}}{57441.06 \times 10^{-8}} \times 9.05 \times 10^{-2} = 1.739 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.739 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Appuis intermédiaires :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{h_0^2 \cdot b_0}{2} - 15A \cdot (d - h_0)$$

$$\Rightarrow H = \frac{0.04^2 \times 0.1}{2} - 15(1.57 \times 10^{-4})(0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -2.497 \times 10^{-4} \text{ m}^4 < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section } b_0 \times h .$$

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 95.04 \Rightarrow y = 7.149 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \cdot A(d - y)^2 = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.519 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 7.149 \times 10^{-2} = 9.886 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.886 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.1.4. La vérification de la flèche : **BAEL 91(Article B.6.5), et le CBA 93**

Données :

L = 4.5 m ; M_{0s} = 11.038 KN.m ; M_{ts} = 11.039 KN.m

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

- 1) $h = 20 \text{ cm} \geq \frac{M_{ts}}{15 \cdot M_{0s}} \times L = \frac{11.039}{15 \times 11.038} \times 4.5 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A = 3.05 \text{ cm}^2 \leq \frac{3.6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- 3) $L = 4.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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).

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad L = 4.5 \text{ m} < 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.5}{500} = 9 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 révisée 99}$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/m} . \\ q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.39 \text{ KN/m} . \\ q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.36 \text{ KN/m} . \end{cases}$$

Donc les moments sont :

$$\begin{cases} M_{ser}^j = 1.853 \times \frac{4.5^2}{8} = 4.69 \text{ KN.m} . \\ M_{ser}^g = 3.39 \times \frac{4.5^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m} . \\ M_{ser}^p = 4.36 \times \frac{4.5^2}{8} = 11.036 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Modules de Young instantané et différé :

$E_V = 3700^3 \sqrt{f_{C28}}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_V = 10818.86 \text{ MPa}$$

$E_i = 1100^3 \sqrt{f_{C28}}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.58 \text{ MPa}$$

Coefficients λ , μ :

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

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 2.51 \\ \lambda_v = 1 \end{cases} \quad \text{avec : } \rho = \frac{At}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.016$$

Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 93.02 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} = 170.18 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

$$\sigma_{sp} = 218.90 \text{ Mpa .}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

avec : $I = 10307,45 \text{ cm}^4$ et $y = 4.37 \text{ cm .}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s j + ft28} \right) = 0.56 . \\ \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s g + ft28} \right) = 0.73 . \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s p + ft28} \right) = 0.78 . \end{array} \right.$$

Calcul des moments d'inertie fissurés :

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

$v = 0.0674 \text{ m} \Rightarrow I_0 = 19796 \text{ cm}^4 .$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} If_{ij} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times \mu_j} = 9052.04 \text{ cm}^4 . \\ If_{ig} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times \mu_g} = 7688.30 \text{ cm}^4 . \\ If_{ip} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times \mu_p} = 7362.09 \text{ cm}^4 . \\ If_{gv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times \mu_g} = 12587.05 \text{ cm}^4 . \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{L^2}{10 \times Ei \times If_{ji}} = 3.24 \text{ mm} . \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{L^2}{10 \times Ei \times If_{gi}} = 6.97 \text{ mm} . \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{L^2}{10 \times Ei \times If_{pi}} = 9.39 \text{ mm} . \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{L^2}{10 \times Ev \times If_{gv}} = 12.8 \text{ mm} . \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 11.9 \text{ mm} > \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche n'est pas vérifiée .}$

Etude des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Pour le plancher terrasse inaccessible , on procède de la meme manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS, les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.10. calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible .

Niveau	Endroit	M(KN.m)	N _{bu}	α	z(m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	0	0.0589	0.0759	0.1745	2.8945	1.4128	4HA10=3.14
	A ^{inter}	0	0.1954	0.2679	0.1607	1.5718	1.4128	2HA10=1.57
	A ^{rive}	0	0.0574	0.0739	0.1747	0.4339	1.4128	2HA10=1.57

Tableau III.11. les vérifications nécessaires à l'ELU .

Niveaux	cisaillement	Arm long $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_{uinter}}{0.9d})$	Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28} (KN)$	Jonction $\tau^{lu} \leq \bar{\tau}$
T.inaccessible	0.95 < 3.33	4.71 > 0.4939	4.71 > 0.1559	17.181 < 108	1.12 < 3.33

<i>E.courant</i>	0.829 < 3.33	4.62 > 0.43	4.62 > 1.78	14.935 < 108	0.975 < 3.33
<i>Observation</i>	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau III.12. vérifications des contraintes à l’ELS .

Niveaux	endroit	M°(KN.m)	A _s (cm ²)	y(cm ²)	I(cm ²)	Contraintes σ ≤ σ̄ (Mpa)	Observation
<i>T.inaccessible</i>	Travée	17.572	3.14	3.9166	8323	6.0389 ≤ 15	vérifiée
	Appui	-6.417	1.57	4.3973	10391	0.8146 ≤ 15	vérifiée
<i>Etage courant</i>	Travée	11.039	3.05	4.37	10307.45	4.68 ≤ 15	vérifiée
	Appui	5.519	1.57	7.149	3990.78	9.886 ≤ 15	vérifiée

Tableau III.13.1 vérifications de la flèche à l’ELS .

Niveaux	Etage courant	Terrasse inaccessible
<i>L (m)</i>	4.5	4.5
<i>q_{ser}^j (KN/m)</i>	1.853	1.853
<i>q_{ser}^g (KN/m)</i>	3.39	4.42
<i>q_{ser}^p (KN/m)</i>	4.36	5.07
<i>M_{ser}^j (KN.m)</i>	4.69	4.690
<i>M_{ser}^g (KN.m)</i>	8.58	11.188
<i>M_{ser}^p (KN.m)</i>	11.036	12.833
<i>I (cm⁴)</i>	10307.45	10560
<i>I₀ (cm⁴)</i>	19796	19970
<i>λ_i</i>	2.51	20445
<i>λ_v</i>	1.00	0.975
<i>σ_{st}^j (Mpa)</i>	93.02	90.410
<i>σ_{st}^g (Mpa)</i>	170.18	215.657
<i>σ_{st}^p (Mpa)</i>	218.90	247.372
<i>μ_j</i>	0.56	0.5629
<i>μ_g</i>	0.73	0.785
<i>μ_p</i>	0.78	0.810
<i>I_{fi} (cm⁴)</i>	9052.04	9238
<i>I_{gi} (cm⁴)</i>	7688.30	7515
<i>I_{pi} (cm⁴)</i>	7362.09	7364
<i>I_{gv} (cm⁴)</i>	125887.05	12410
<i>f_{ji} (mm)</i>	3.24	3.16
<i>f_{gi} (mm)</i>	6.97	9.288
<i>f_{pi} (mm)</i>	9.39	10.87
<i>f_{gv} (mm)</i>	12.8	16.86
<i>Δf (mm)</i>	11.9	15.28
<i>f_{adm} (mm)</i>	9	9
<i>Observation</i>	Non vérifiée	Non vérifiée

Donc la flèche n’est pas vérifiée , on augmente la section d’acier :

- Pour l’étage courant : 4HA16 avec b₀ = 12 cm .
- Pour la terrasse inaccessible : 3HA16 + 1HA14 avec b₀ = 12 cm .

Les résultats après la vérification sont dans le tableau suivant :

Tableau III.13.2 vérifications de la flèche à l'ELS .

Niveaux	Etage courant	Terrasse inaccessible
$L (m)$	4.5	4.5
$q_{ser}^j (KN/m)$	1.853	1.853
$q_{ser}^g (KN/m)$	3.39	4.42
$q_{ser}^p (KN/m)$	4.36	5.07
$M_{ser}^j (KN.m)$	4.69	4.69
$M_{ser}^g (KN.m)$	8.58	11.18
$M_{ser}^p (KN.m)$	11.036	12.83
$I (cm^4)$	14155	19530
$I_0 (cm^4)$	23630	27090
λ_i	1.96	12.90
λ_v	0.78	5.16
$\sigma_{st}^j (Mpa)$	63.75	42.73
$\sigma_{st}^g (Mpa)$	116.64	101.92
$\sigma_{st}^p (Mpa)$	150.01	116.91
μ_j	0.50	0.51
μ_g	0.69	0.75
μ_p	0.74	0.78
$I_{f_{ji}} (cm^4)$	13040	17930
$I_{f_{gi}} (cm^4)$	11030	15080
$I_{f_{pi}} (cm^4)$	10510	14810
$I_{f_{gv}} (cm^4)$	16850	21430
$f_{ji} (mm)$	2.24	1.63
$f_{gi} (mm)$	4.85	4.62
$f_{pi} (mm)$	6.54	5.40
$f_{gv} (mm)$	9.53	9.77
$\Delta f (mm)$	8.98	8.91
$f_{adm} (mm)$	9	9
Observation	vérifiée	vérifiée

Ce tableau illustre les différents schémas de ferrailage :

Tableau III.14. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux .

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant et RDC			
Terrasse inaccessible			

III.2.2 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est ferrillée dans les deux sens A_{\perp} et $A_{//}$

$$A_{\perp} = \frac{4.L_0}{f_e} \dots\dots\dots \text{Barre } (\perp) \text{ aux poutrelles .}$$

Avec : $L_0 = 65 \text{ cm}$.

$f_e = 235 \text{ MPa}$, c'est du treillis soudés .

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \dots\dots\dots \text{Barre (//) aux poutrelles .}$$

$$A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Soit :

- $A_{\perp} = 5\theta_6/\text{ml} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CBA}$
- $A_{//} = 4\theta_6/\text{ml} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CBA}$

Donc, on adopte un treillis soudés de θ_6 mailles TS (150 × 150) mm² .

Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

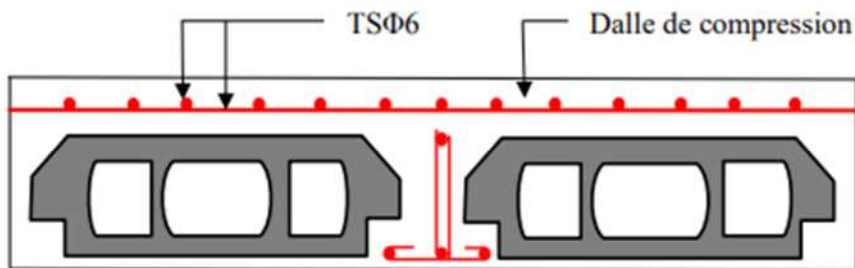


Fig.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

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 deux types :

- ✓ Dalle sur deux appuis.
- ✓ Dalle sur trois appuis.

Et la cage de l'ascenseur est définit en Dp d'épaisseur 15 cm en dalle sur quartes appuis.

On appelle :

Lx : la plus petite dimension du panneau.

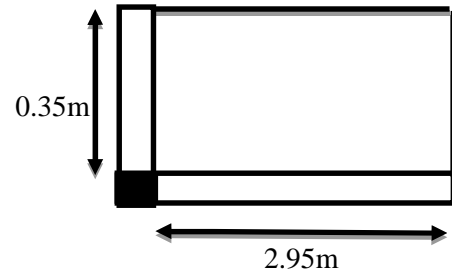
Ly : la plus grande dimension du panneau.

❖ Dalle sur deux appuis : (D1)

On a : $L_x=0.35$ m

$L_y=2.95$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.35}{2.95} = 0.118 < 0.4$$



FigIII.5. Dalle sur 2 appuis type1

⇒ Dalle travaille dans un seul sens (sens x comme console), ce type de calcul comme une console soumise à la flexion simple.

Soit : $G=5.02$ KN /m²

$Q=3.5$ KN /m²

$P= 1$ KN/ml

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$qu=1.35G+1.5Q$$

$$qu=[(1.35 \times 5.02) + (1.5 \times 3.5)] \times 1ml=12.027 \text{ KN /ml}$$

$$Pu = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$$

$$Mu = \frac{qu \cdot l^2}{2} + Pu \cdot l$$

$$Mu = \frac{12.027 \times (0.35)^2}{2} + 1.35 \times 0.35$$

$$Mu=1.209 \text{ KN.m}$$

$$Vu = qu \cdot l + Pu$$

$$Vu=12.027 \times 0.35 + 1.35$$

$$Vu =5.559 \text{ KN}$$

ELS :

$$qs=G+Q$$

$$qs=5.02+3.5$$

$$qs=8.52 \text{ KN /ml}$$

$$Ms=\frac{8.52 \times (0.35)^2}{2} + 1 \times 1.5$$

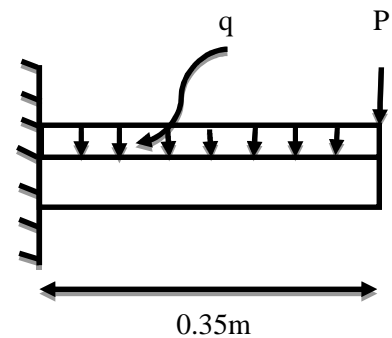


Fig III.6. schéma statique de la dalle D1

$$M_s = 2.022 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

$$\mu_{bu} = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0059 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0073$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.292 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho^0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 12 = \frac{0.96 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$A_{min} > A_s$la condition n'est pas vérifiée.

Donc : on ferraille avec A_{min}

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_t}{3} = \frac{2.01}{3} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : on choisit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2.5 \cdot h; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(35; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On'a choisit $4\text{HA}8$; soit $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$la condition est vérifiée.

Les vérifications :

ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{5.559}{1 \times 0.12} = 0.0463 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{y_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ELS :

La contrainte de béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 2.01) \cdot y - (15 \times 2.01 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 30.15 y - 361.8 = 0$$

$$y = 2.405 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot A(d-y)^2 = 3239.416 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.022 \times 10^3}{3239.416} \times 2.405 \times 10^2 = 1.501 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.022 \times 10^3 \times (0.12 - 0.024)}{3239.416 \times 10^8} = 89.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

donc : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tser}}{20 \times M^0_{ser}}\right)$$

$$\frac{0.14}{0.35} = 0.4 \geq \max(0.0375; 0.194) = 0.194 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2.01 \times 10^4}{1 \times 0.12} = 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

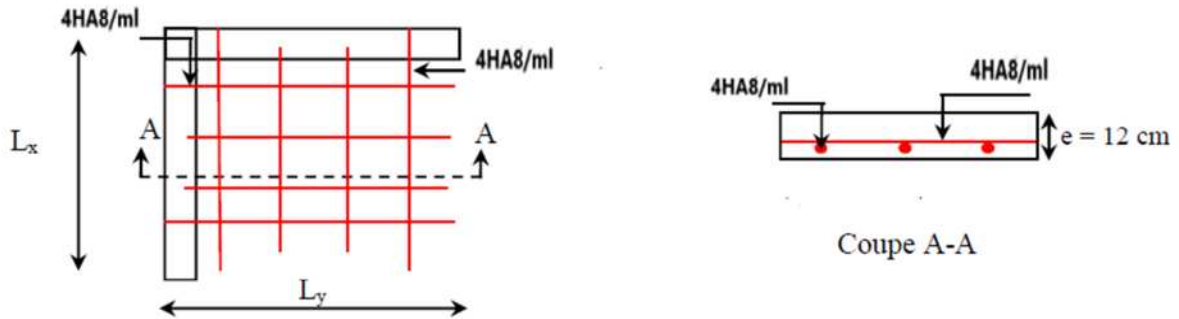


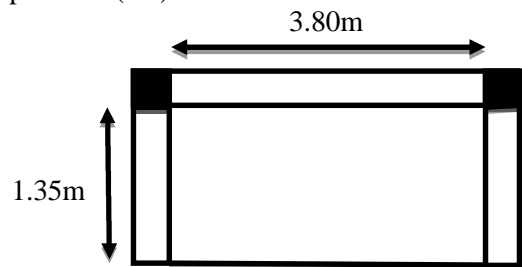
Fig III.7. Schéma de ferrailage de panneau (D1)

❖ Dalle sur trois appuis :(D2)

On' a : $L_x=1.35$ m

$L_y=3.8$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{3.8} = 0.355 < 0.4$$



FigIII.8. Dalle sur 3 appuis type2

⇒ Dalle travaille dans un seul sens (sens x comme console), ce type de calcul comme une console soumise à la flexion simple.

Soit : $G=5.02$ KN /m²

$Q=3.5$ KN /m²

Calcul des sollicitations :

ELU : Evaluations des moments :

$$P_u = (1.35G+1.5Q) = 12.027 \text{ KN/ml}$$

$$L_x=1.35 < \frac{L_y}{2} = 1.9 \text{ m}$$

$$M^{\circ}_x = \frac{P_u \cdot l_x^2 \cdot l_y^2}{2} - \frac{2 \cdot P_u \cdot L_x^3}{3}$$

$$M^{\circ}_x = \frac{12.027 \times (1.35)^2 \times (3.8)^2}{2} - \frac{2 \times 12.027 \times (1.35)^3}{3}$$

$$M^{\circ}_x = 21.92 \text{ KN.m}$$

$$M^{\circ}_y = \frac{P_u \cdot l_x^3}{6} = \frac{12.027 \times (1.35)^3}{6}$$

$M^o_y = 4.93 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

$M^t_x = 0.85 \times M^o_x = 0.85 \times 21.92 = 18.63 \text{ KN.m}$

$M^t_y = 0.85 \times M^o_y = 0.85 \times 4.93 = 4.19 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :

$M^a_y = M^a_x = -0.5 \times 21.92 = -10.96 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$V_x = \left(\frac{P.Lx}{2}\right) \times \left(\frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4}\right) = 7.99 \text{ KN}$

$V_y = \left(\frac{P.Ly}{2}\right) \times \left(\frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4}\right) = 0.358 \text{ KN}$

Ferraillage :

Travée :

A la flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur et d'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Sens x-x :

$b=100\text{cm}$, $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$

$d_x=12 \text{ cm}$, $M^t_x = 18.63 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M^t_x}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{18.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.091 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.119$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.114\text{m}$

$A_t = \frac{M_u}{z.f_{st}} = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 4.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \rho^0 . b . e = 0.0008 \times 100 \times 12 = \frac{0.96\text{m}^2}{\text{ml}}$

$A_{min} < A_t$la condition est vérifiée.

Donc : on ferraille avec A_t

Soit $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

St=25cm

Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(3e; 33cm)$$

$$St \leq \min(42 ; 33cm)$$

25 ≤ 33cmla condition est vérifiée.

ELS :

$$Ps = G+Q = 8.52 \text{ KN/ml}$$

$$M^o_x = \frac{Ps.lx^2.ly^2}{2} - \frac{2.Ps.Lx^3}{3}$$

$$M^o_x = \frac{8.52 \times (1.35)^2 \times (3.8)^2}{2} - \frac{2 \times 8.52 \times (1.35)^3}{3}$$

$$M^o_x = 15.495 \text{ KN.m}$$

$$M^o_y = \frac{Pu.lx^3}{6} = \frac{8.52 \times (1.35)^3}{6}$$

$$M^o_y = 3.493 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M^{x_{ts}} = 0.85 \times M^o_x = 0.85 \times 15.495 = 13.171 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M^y = M^x = -0.5 \times 15.495 = -7.747 \text{ KN.m}$$

Sens-y-y :

$$M^{y_t} = 4.19 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage en travée sont résumés dans le tableaux suivant :

Tableau III.15.Ferrailage de panneau (D2) en travée.

Mt (KN.m)	μbu	α	z(m)	At cal (cm ²)	Aadopté (cm ²)	St (cm)
4.19	0.020	0.025	0.118	1.014	4HA8=2.01	33

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho^0 . b . e = 0.0008 \times 100 \times 12 = \frac{0.96cm^2}{ml}$$

$A_{min} > A_t$la condition n'est pas vérifiée.

Donc : on ferraille avec A_{min} .

Soit $4HA8=2.01 \text{ cm}^2$

Appuis :

$M_a^x = M_a^y = 10.96 \text{ KN.m}$

Les résultats de ferrailage en travée sont résumés dans le tableaux suivant :

Tableau III.16.Ferrailage de panneau (D2) en appuis.

sens	Ma (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	At cal (cm ²)	Aadopté (cm ²)	St (cm)
xx et yy	10.96	0.053	0.068	0.116	2.715	4HA10=3.14	33

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = \frac{1.449 \text{ cm}^2}{ml}$$

$A_{min} < A_{cal}$la condition est vérifiée.

Donc : on ferraille avec A_{cal} .

Soit $4HA10=3.14 \text{ cm}^2$

Vérification :

- **Vérification diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

on'a $\phi=10 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ la condition est vérifiée.

ELU :

Effort tranchant :

Il faut vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{7.99}{1 \times 0.12} = 0.0665 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0665 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$la condition est vérifiée.

Donc ya pas de risque de rupture par cisaillement.

ELS:

La contrainte de béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tsx}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.71) \cdot y - (15 \times 4.71 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 70.65 y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.471 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 6533.287 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.171 \times 10^3}{6533.287} \times 3.471 \times 10^2 = 7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0}\right)$$

$$\frac{14}{135} = 0.103 \geq \max(0.0375; 0.0425) = 0.0425 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2) A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot x}{f_e}$$

$$4.71 \times 10^4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \times 10^4 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

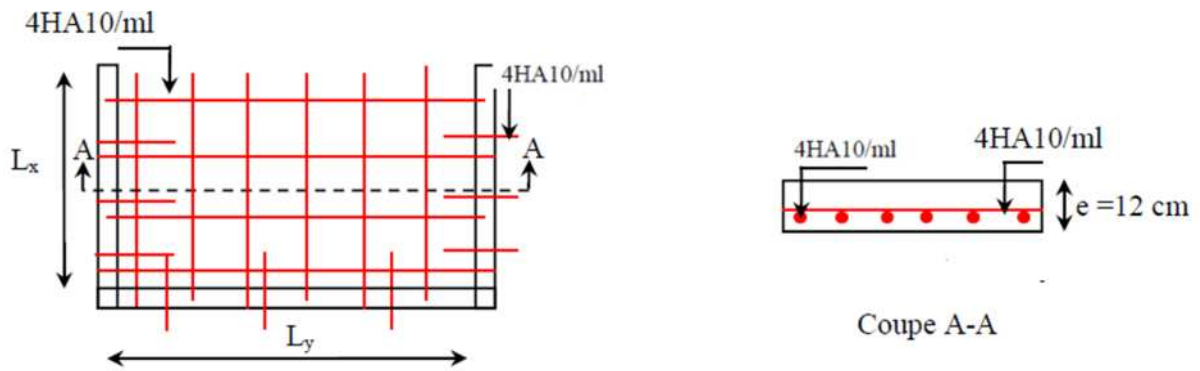


Fig III.9. Schéma de ferrailage de panneau (D2)

Dalle sur quatre appuis :(D3) (au niveau de l'ascenseur)

On' a : $L_x=3.20$ m

$L_y=3.25$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{3.25} = 0.98 > 0.4$$

⇒ Dalle travaille dans deux sens.

Soit : $G=5.02$ KN /m²

$Q=3.5$ KN /m²

$$q_u=(1.35G+1.5Q) \times 1ml = 13.377 \text{ KN/ml}$$

$$q_s=G+Q=9.52 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment :**

$$M_{0x} = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = u_y \cdot M_{0x}$$

ELU :

$$u_x=0.0384$$

$$u_y=0.9545$$

$$M_{0x} = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 5.17 \text{ KN.m}$$

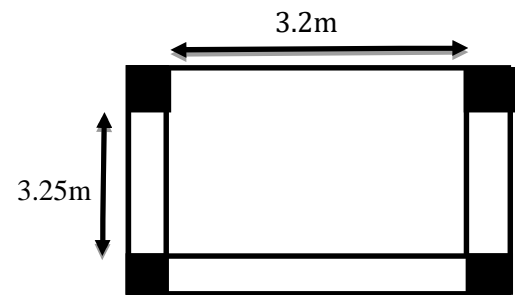


Fig III.10. Dalle sur 3 appuis type2

ELS :

$u_x=0.0457$

$u_y=0.9694$

$M_{0x} =4.45 \text{ KN.m}$

$M_{0y} =4.318 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments corrigés :**

En travée :

ELU :

$M_{tx}=0.75 M_{0x} = 3.945 \text{ KN.m}$

$M_{ty}=0.75 M_{0y} =3.765 \text{ KN.m}$

ELS :

$M_{tx} = 0.75 M_{0x} =3.337 \text{ KN.m}$

$M_{ty}=0.75 M_{0y} =3.239 \text{ KN.m}$

En appuis :

ELU :

$M_{ax} =M_{ay} = -0.5 M_{0x}=-2.63 \text{ KN.m}$

ELS :

$M_{ax} =M_{ay} = -0.5 M_{0x}=-2.225 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

A la flexion simple pour une bande de 1ml de largeur et d'épaisseur $e=14\text{cm}$.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableaux suivant :

Tableau III.17.Ferraillage de panneau (D3) .

Zone	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Aadopté (cm ²)
En travée	x-x	3.945	0.0193	0.0244	0.118	0.953	4HA8=2.01
	y-y	3.765	0.0184	0.0232	0.118	0.910	4HA8=2.01
En appui	x-x /y-y	2.63	0.0128	0.0162	0.119	0.634	4HA8=2.01

Condition de non fragilité :

En travée :

Sens x-x :

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2}(3 - 0.98) \times 100 \times 12$$

$$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{min} > A_{cal}$$

Donc on ferraille avec A_{min} .

Sens y-y :

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{min} > A_{cal}$$

Donc on ferraille avec A_{min} .

En appui :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{min} > A_{cal}$$

Donc on ferraille avec A_{min} .

Espacement des barre :

- Sens x-x : on adopte pour $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$
- Sens y-y : on adopte pour $St = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$

Effort tranchant :

Il faut vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$V_{ux} = \left(\frac{P \cdot Lx}{2}\right) \left(\frac{Ly^4}{Ly^4 + lx^4}\right) = 11.033 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.033 \times 10^3}{1 \times 0.12} = 0.0919 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0919 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes dans le béton :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Vérification des contraintes dans le béton

Zone	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	x-x	3.337	2.405	3239.41	2.48	15	Vérifiée	148.44	201.63	vérifiée
	y-y	3.239	2.405	3239.41	2.405	15	Vérifiée	143.9	201.63	vérifiée
Appui	x-x	2.225	2.405	3239.41	1.653	15	Vérifiée	98.96	201.63	vérifiée
	y-y									

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{Lx} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mtxser}{20 \times M0ser}\right)$$

$$\frac{0.14}{3.2} = 0.043 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{fe}$$

$$\frac{2.01 \times 10^4}{1 \times 0.12} = 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

Schéma de ferrailage

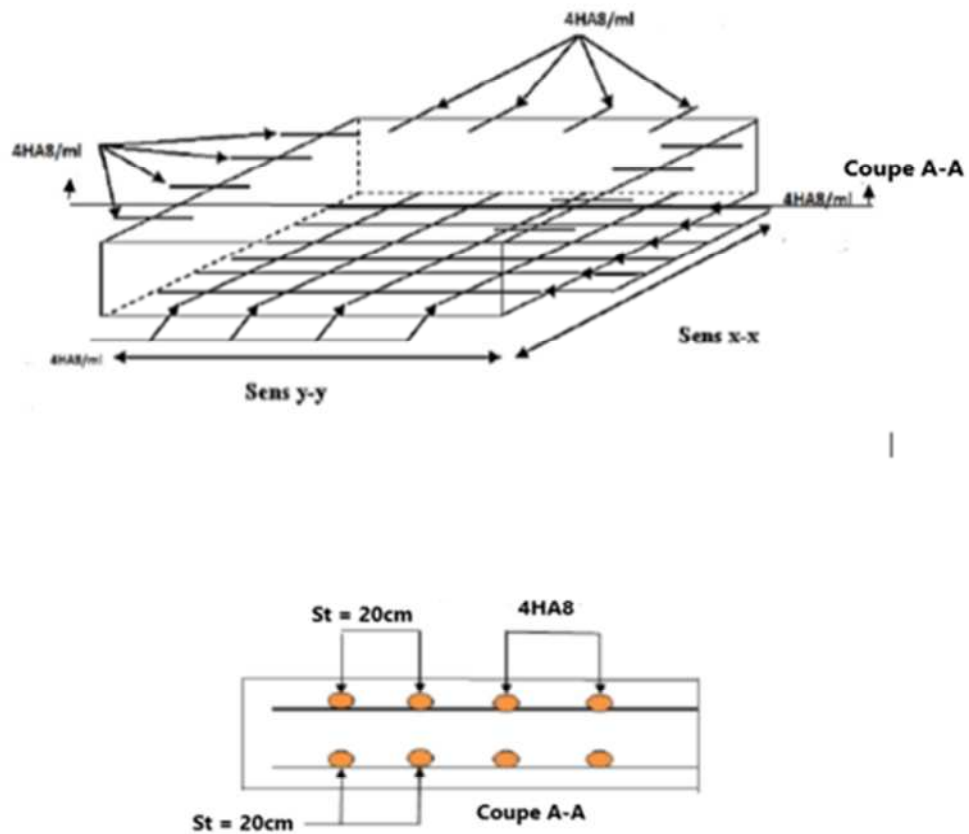


Fig III.11 : Schéma de ferrailage de panneau (DP3)

III.3. Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages .

Fig.III.12 : Coupe de l'escalier

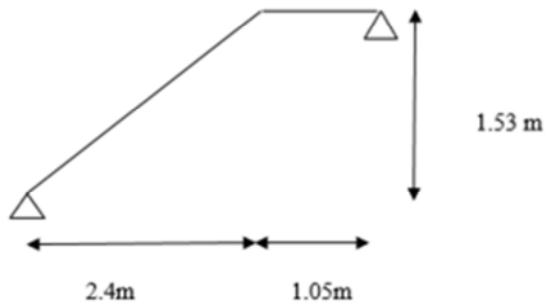
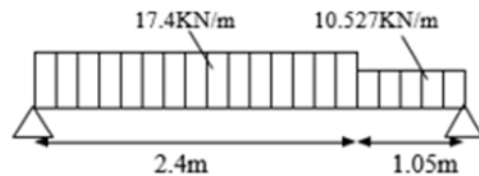


Fig.III.10 : Schéma statique



- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$G_v = 10.11 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G_p = 5.02 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

ELU :

$$q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 17.4 \text{ KN/m}.$$

$$q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 10.527 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 12.61 \text{ KN/m}.$$

$$q_{sp}=(G_p+Q_p)\times 1=7.52 \text{ KN/m.}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \rightarrow R_A+R_B=(17.4\times 2.4)+(10.527\times 1.05)$$

$$R_A+R_B=52.81 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \rightarrow R_B\times(2.4+1.05)-(10.527\times 1.05(\frac{1.05}{2}+2.4))-(17.4\times 2.4\times \frac{2.4}{2})=0$$

$$3.45 R_B-32.33-50.112=0$$

$$R_B=23.9 \text{ KN.}$$

$$R_A=28.91 \text{ KN.}$$

On calcule le moment isostatique max :

Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

1^{er} tronçon : $0\leq x\leq 2.4\text{m}$

$$\sum F/y=0 \rightarrow T-17.4+28.91$$

$$T=17.4x-28.91$$

$$\sum M/A=0 \rightarrow 17.4.x.\frac{x}{2}-28.91+M=0$$

$$M(x)=-8.7x^2+28.91x$$

- Pour $x=0$:

$$T=-28.91$$

$$M=0 \text{ KN.m}$$

- Pour $x=2.4\text{m}$:

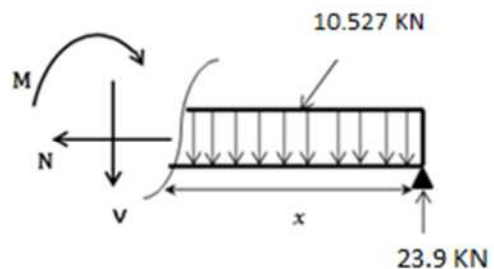
$$T=12.85 \text{ KN}$$

$$M=19.27 \text{ KN.m}$$

2^{eme} tronçon : $0\leq x\leq 1.05\text{m}$

$$\sum F/y=0 \rightarrow T-10.527x+23.9$$

$$T=10.527x-23.9$$



$$\sum M/A=0 \rightarrow 10.527 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - 23.9x + M=0$$

$$M(x) = -5.26x^2 + 23.9x$$

- Pour $x=0$:

$$T = -23.9$$

$$M = 0 \text{ KN.m}$$

- Pour $x=1.05\text{m}$:

$$T = -12.85 \text{ KN}$$

$$M = 18.1 \text{ KN.m}$$

Calcul de $M_{\max} = M(x)$:

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.27$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 27.15 \text{ KN.m}$$

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

$$M_a = -0.5 M_{\max} \rightarrow M_a = -13.57 \text{ KN.m}$$

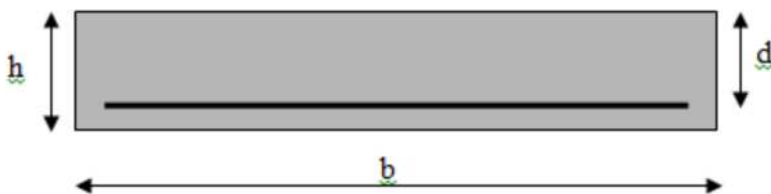
$$M_t = 0.85 M_{\max} \rightarrow M_t = 23.08 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_{\max} pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_{\max} .

Calcul en flexion simple de la section $(14 \times 100)\text{cm}^2$.

$$d = 12\text{cm.}$$



FigIII.14. : Section à ferrillée

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : ferrailage de l'escalier.

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acalculé (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	23.08	0.113	0.15	0.113	5.869	1.449	4HA14=6.16	25
Appui	-13.57	0.066	0.085	0.116	3.361	1.449	4HA12=4.52	25

-Les armatures de répartitions :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spéciale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

$$\text{En travée : } A_{rep} = \frac{A_a \text{ choisit}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ on choisit } 4HA10=3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{En appui : } A_{rep} = \frac{A_t \text{ choisit}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ on choisit } 4HA10=3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 1.167 \text{ MPa}.$$

$$\text{On a : } V_{max} = 12.85 \text{ KN}, \text{ d'où : } \tau_u = \frac{V_{max}}{1 \times d} = \frac{12.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.107.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; donc nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

Vérification des espacements :

Armatures principales : $st = \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}, \text{ condition vérifiée.}$

Armatures secondaires : $st = \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}, \text{ condition vérifiée.}$

-Calcul a L'ELS :**Vérification des contraintes :**

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

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

En appliquant la méthode des sections.

RA=20.94 KN

RB=17.22 KN

M^S max = 19.71 KN.m

M_{ts} = 0.85 M^S max= 16.75 KN.m

M_{as} = -0.5 M^S max = -9.85 KN.m

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : vérification des contraintes.

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En travée	16.75	3.87	8039.37	8.06	15	Vérifiée
En appui	-9.85	3.41	4167.44	8.06	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.0405 < 0.0625$ non vérifiée.
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0.0405 < 0.0849$ non vérifiée.
- 3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 3.7667 \times 10^{-3} < 0.0105$ vérifiée .

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$f_{adm} = \frac{3.45}{500} = 6.9 \times 10^{-3} = 7 \text{ mm}.$

❖ **Calcul des moments max en travées sous les chargement g, j, p :**

Sous g :
 $\left\{ \begin{array}{l} g \text{ palier} = 0.65G = 3.26 \text{ KN/m} \\ g \text{ vollée} = 0.65G = 6.57 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

Sous j :
 $\left\{ \begin{array}{l} j \text{ palier} = 0.65G' = 2.27 \text{ KN/m} \\ j \text{ vollée} = 0.65 G' = 3.91 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

Sous p :
 $\left\{ \begin{array}{l} p \text{ palier} = 0.65 (G+Q) = 4.89 \text{ KN/m} \\ p \text{ vollée} = 0.65(G+Q) = 8.19 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

❖ **Calcul des moments :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0.85 \cdot g \cdot \frac{l^2}{8} = 8.24 \text{ KN.m} \\ M_j = 0.85 \cdot j \cdot \frac{l^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m} \\ M_p = 0.85 \cdot p \cdot \frac{l^2}{8} = 11.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.377\% \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = 5.57 \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.228 \end{array} \right.$$

$$I_0 = 22867.21 \text{ cm}^4 .$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.1951 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des σ_{st} :

$$\sigma^g_{\square\square} = 167.87 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma^j_{\square\square} = 165.43 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma^p_{\square\square} = 232.45 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des μ :

$$\mu_g = 0.206 \quad ; \quad \mu_j = 0.2 \quad ; \quad \mu_p = 0.344$$

❖ Calcul des moments d'inerties fissurés et des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = 1.171 \times 10^{-4} \\ I_{f_{ji}} = 1.189 \times 10^{-4} \\ I_{f_{pi}} = 8.626 \times 10^{-5} \\ I_{f_{gv}} = 1.724 \times 10^{-4} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = 2.604 \text{ mm} \\ f_{ji} = 2.53 \text{ mm} \\ f_{pi} = 4.89 \text{ mm} \\ f_{gv} = 5.26 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{ji}) = 5.016 < f_{adm} = 7\text{mm} \dots\dots\dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

• Schéma de ferrailage :

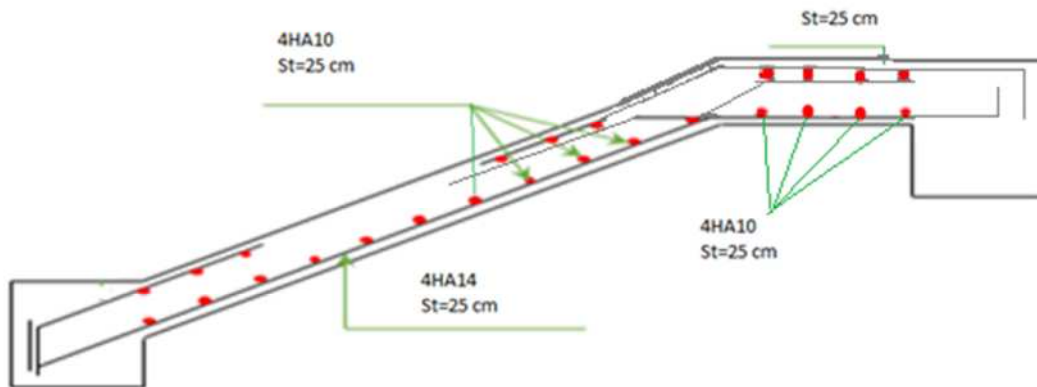


Fig. III.15. Schéma de ferrailage des escaliers

III.4. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

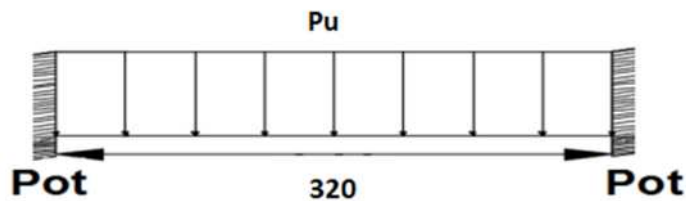
1-Calcul de la poutre palière à la flexion :

Fig III.16 : schéma statique de la poutre palière.

a. Pré dimensionnement :

On a $L_{max} = 320$ cm

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :



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

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \leq h \leq 32$$

Exigences du RPA99/2003

$b \geq 20$ cm

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Donc on prend : $h=30\text{ cm}$

$$b = 30\text{ cm}$$

b. Evaluation des sollicitations :

- **Poids propre de la poutre :**

$$g_0 = b \times h \times \gamma = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{ KN.m}$$

- **Charge revenant à l'escalier et la réaction d'appui B :**

$$R_B = \frac{ql}{2} \quad \text{on a : } R_B^u = 20.59\text{ KN}$$

$$R_B^s = 14.77\text{ KN}$$

- **La poutre est soumise aux charges suivantes :**

Tableau III.21 : sollicitation sur la poutre palière

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B^u = 23.63\text{ KN/m}$	$P_s = g_0 + R_B^s = 17.02\text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u l^2}{24} = 10.08\text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s l^2}{24} = 7.26\text{ KN.m}$
$M^a = \frac{P_u l^2}{12} = -20.16\text{ KN.m}$	$M^a = \frac{P_s l^2}{12} = -14.52\text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u l}{2} = 37.81\text{ KN}$	

$$M_0^s = \frac{ql^2}{8} = 21.79\text{ KN.m}$$

Ferraillage :

$$d = h - 0.02 = 0.28\text{ m}$$

zone	Ma (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Amin (cm ⁴)	Acalculé (cm ⁴)	Aadopté (cm ⁴)
Travée	10.08	0.030	0.038	0.276	1.014	1.049	4HA10=3.14
Appui	26.16	0.078	0.102	0.27	1.014	2.784	4HA10=3.14

Tableau III.22 : ferraillage de la poutre palière

-Calcul d'armature a la torsion :

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

$$M_{\text{torsion}}^{\text{max}} = \frac{M a l}{2} = \frac{10.07 \times 3.2}{2} = 16.11 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section armature longitudinal :

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

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

Al : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

^aA : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Fig. III.17. Section équivalente

$$Al = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.7 \text{ cm}^2$$

En travée :

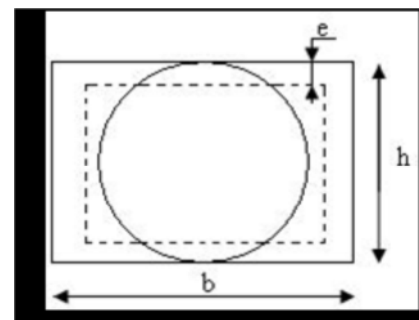
Soit $A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 2.9 \text{ cm}^2$; on ferraille avec : $A^t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

En appui :

$$A^a = A_{\text{flexion}}^a + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.63 \text{ cm}^2$$
 ; on ferraille avec : $A^a = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Vérification ELU :

a. Vérification de l'effort tranchant :



$V_u = 37.81 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.8 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.45 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; condition vérifiée.

b.vérificaion des armatures longitudinales au cisaillement :

$A > (V_u + \frac{Mu}{0.9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

$A = (37.81 \times 10^{-3} - \frac{20.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} = -1.21 \text{ cm}^2$; condition vérifiée.

c. calcul de l'espacement st :

D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3) :

$st \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow st = 25.2 \text{ cm}$

On prend $st = 15 \text{ cm}$.

-Calcul des armatures transversales :

$A_t = A_t^{fs} + A_t^T$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4b \frac{st}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{\min} = 0.4e \frac{st}{f_e} \rightarrow A_t^{\min} = 0.075 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3ft28) \frac{st}{0.8f_e} \rightarrow A_t \geq -0.25 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M_t \times st \times \gamma_s}{\Omega f_e 2} = 0.56 \text{ cm}^2$

D'où $A_t = 0.45 + 0.56 = 1.01 \text{ cm}^2$.

Soit un cadre 2HA10 = 1.57 cm² et un étrier 2HA8 = 1.01 cm².

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau^2_{torsion} + \tau^2_{flexion}}$

Avec $V_{max} = 37.81 \text{ KN}$

$\tau_{flexion} = 0.45 \text{ MPa}$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{Mt_u}{2\Omega_e} = \frac{16.11 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.58 \text{ MPa}$$

d'où $\tau_u = 2.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Vérification a l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : vérification des contraintes.

Position	M5 (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	7.26	7.937	23958.68	2.4	15	vérifiée
Appui	14.52	7.937	23958.68	4.81	15	vérifiée

Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

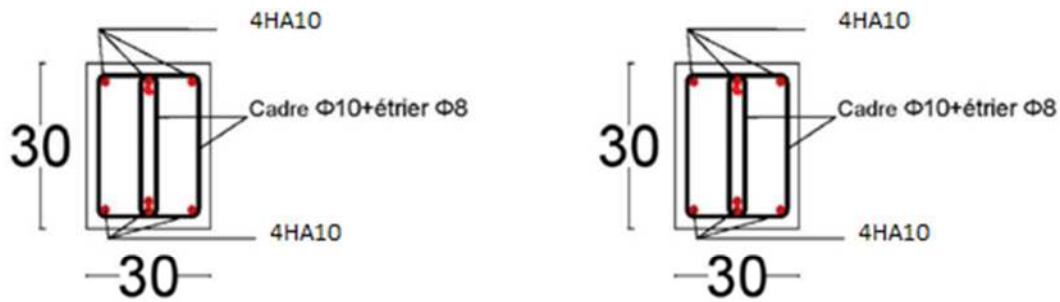
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06$$
.....condition vérifié.

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{Mt}{10 M_0} = \frac{7.26 \times 10^{-3}}{10 \times 21.79 \times 10^{-3}} = 0.03$$
condition vérifiée.

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{30 \times 30} = 5.022 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$
condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :



Figures. III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier

III.5. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$$

$$S = 0.1037 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.1037 = 3 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$

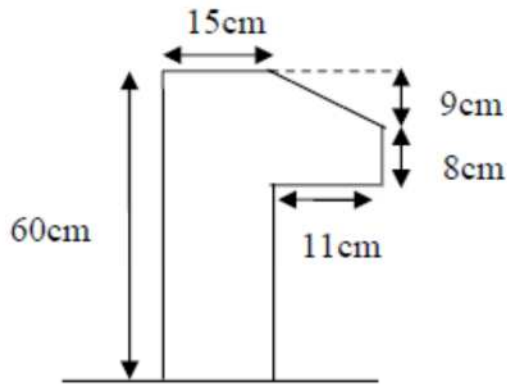


Fig. III.18. Coupe transversale de l’acrotère

S : surface de la section droite de l’acrotère

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D’après le **RPA99**, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le.....**RPA99 (Tableau 4 .1).**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8**RPA99 (Tableau 6.1).**

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$A=0,15.$$

$$C_p=0,8.$$

$$F_p= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3 \Rightarrow F_p = 1.44 \text{ KN}$$

III.5.2 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = 9.32 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 32.7 \text{ cm}$$

L’acrotère est soumis à :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$MQ=Q \times h \Rightarrow MQ = 1 \times 0.6 \Rightarrow MQ = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$MFP= Fp \times YG \Rightarrow MFP = 1.44 \times 0.327 \Rightarrow MFP = 0.47 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24. Combinaisons d’actions de l’acrotère .

Combinaisons	RPA99	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	3	4.05	3
M(KN.m)	1.07	0.90	0.6

III.5.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

✓ **Calcul de l’excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.07}{3} = 35.66 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 10 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section et Nu est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = Nu \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l’excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l’application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm. } h/250)$$

h : portée de l’élément =60 cm

$$e_a = \max (2 \text{ cm. } 60/250) = 2 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

$$e2 = \frac{3lf^2}{10^4h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge

considérée.

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{0}{0+0.8} = 0 \dots\dots\dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

lf : Longueur de flambement.

$$lf = 2 l0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$e2 = 0.58 \text{ cm}$$

D'où : $e = 35.66 + 0.58 + 2 = 38.24 \text{ KN.m}$

Calcul a l'ELU :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1.285 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0063 \Rightarrow \alpha = 0.0079 \Rightarrow z = 0.119 \Rightarrow A_l = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.31 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{min}$, donc on ferraille avec le A_{min} (le plus défavorable)

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² /ml

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{min}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour 4HA8 = 2.01 cm²

• **Espacement :**

1) Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2) Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = F_p + Q = 1.44 + 1 = 2.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.44 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.020 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.2f_{c28} / 1.5; 4)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33; 4)$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée .

Vérification à l'ELS :

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

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$c = d - eG$$

eG : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$eG = \frac{M_s}{N_s} = 0.2 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$$c = 0.12 - 0.2 = -0.1 \text{ m} \quad (c < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad c \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$Y_{ser} = y_c + c$$

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

tel que :

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} = -0.0011 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b = -0.02$$

Par itération $y_c = 0.275 \text{ m}$. Donc, $y = 0.0187 \text{ m}$

• Vérification des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15 A (d-y) = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 3.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d-y) = 35.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

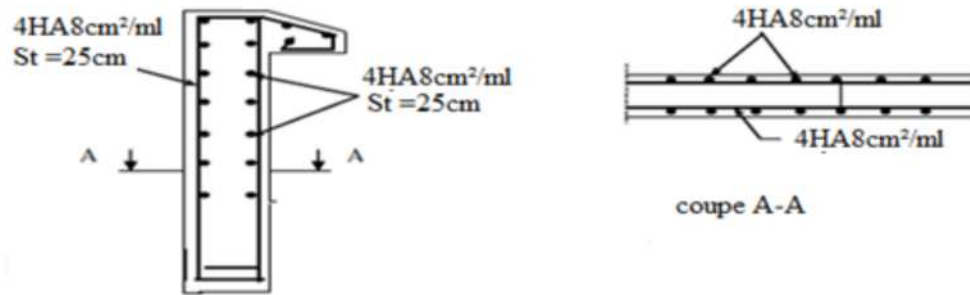


Fig III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui sert à déplacer la cabine.

III.6.1. Les caractéristiques : (Annexe 3)

- V = 0.63 m/s : Vitesse de levage.
- P_m = 15 KN : Charge due à la salle de machine .
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur .
- F_c = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m .
- B_s × T_s = (2 × 2) m² : dimensions de la gaine .
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg .

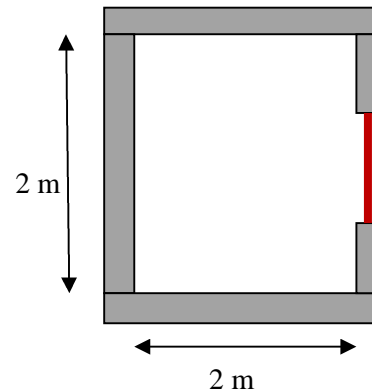


Figure III. 20 Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + P_{cm} = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN .}$$

III.6.2. Dalle de salle machine (locale) :

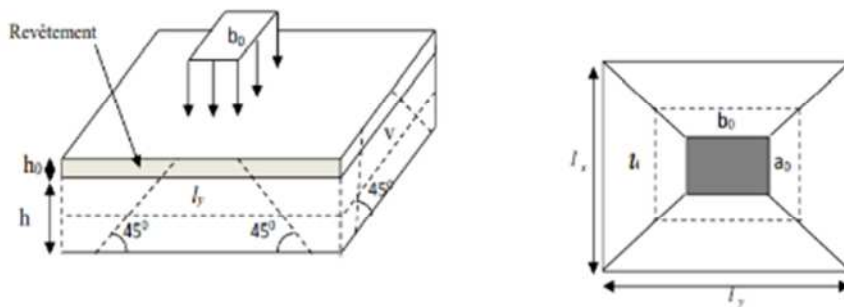


Figure III.21 : Schéma représentant la surface d'impact.

- h₀ : épaisseur de la dalle.
- h : épaisseur de revêtement.
- a₀ et U sont // à l_x .
- b₀ et V sont // à l_y .

On a la surface d'impact U × V

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h . \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h . \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: surface de charge (80×80) cm²

$h_1 = 5$ cm .

$\xi = 1$ (béton armé)

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm.} \\ V = 105 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 200 \text{ cm.} \\ L_y = 200 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = q \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec : ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \text{ELU} = 0 \\ \text{ELS} = 0.2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : données par l'abaque de **PIGEAUD** (Annexe)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad \frac{U}{L_x} = 0.5 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = 0.5$$

D'ou : $M_1 = M_2 = 0.09$

❖ **ELU :**

✓ M_{x1} et M_{y1} :

$$q_u = 1.35 P = 1.35 \times 63 = 85.05 \text{ KN .}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u = 0.09 \times 85.05 = 5.67 \text{ KN.m/ml .} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u = 5.67 \text{ KN.m/ml .} \end{cases}$$

✓ M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times Lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} . \end{cases}$$

O'a : $\rho = 1 > 4 \Rightarrow$ Travailles dans les deux sens .

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 . \\ \mu_y = 1.0000 . \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement : (5cm)

$$G = 6.6 \text{ KN/m}^2 .$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 10.41 \text{ KN/ml} .$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0368 \times 10.41 \times 2^2 = 1.532 \text{ KN.m} . \\ M_{y2} = 1 \times 1.532 = 1.532 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.67 + 1.532 = 7.202 \text{ KN.m} . \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.67 + 1.532 = 7.202 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Ferraillage :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 6.12 \text{ KN.m} . \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 6.12 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_x = 2.88 \text{ KN.m} . \\ M_{ay} = -0.4 M_y = 2.88 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Le calcul de ferraillage est dans le tableau suivant :

Tableau III. 26 : Ferraillage de la dalle D'ascenseur.

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée	x - x	6.12	0.024	0.030	0.128	1.30	1.2	4HA8=2.01
	y - y	6.12	0.024	0.030	0.128	1.30	1.2	4HA8=2.01
Appui	x - x	2.88	0.011	0.013	0.129	0.608	1.2	4HA8=2.01
	y - y	2.88	0.011	0.013	0.129	0.608	1.2	4HA8=2.01

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

avec :

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} .$$

$$Q_u = 85.05 \text{ KN} .$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} .$$

$$\Rightarrow Q_u = 85.05 \text{ KN} > 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} .$$

Vérification de l'effort tranchant :

Sont max au voisinage de la charge (milieu) $U = V$:

$$T_u = T_v = \frac{qu}{3 \times U} = \frac{85.05}{3 \times 1.05} = 27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.207 \text{ MPa .}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa .}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée .

❖ **ELS :**

✓ **Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu.M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu.M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.09 + 0.2 \times 0.09) \times 63 = 6.804 \text{ KN.m .} \\ M_{y1} = (0.09 + 0.2 \times 0.09) \times 63 = 6.804 \text{ KN.m .} \end{cases}$$

✓ **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.6 + 1 = 7.6 \text{ KN .}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 . \\ \mu_y = 0.1000 . \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times Lx^2 = 0.993 \text{ KN.m .} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.0993 \text{ KN.m .} \end{cases}$$

✓ **Les superpositions des moments :**

$$\begin{cases} M_x = 7.797 \text{ KN.m .} \\ M_y = 6.903 \text{ KN.m .} \end{cases}$$

Vérifications des contraintes dans le béton :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 6.63 \text{ KN.m .} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 5.87 \text{ KN.m .} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_x = 3.12 \text{ KN.m} . \\ M_{ay} = -0.4 M_y = 2.76 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

On doit vérifiée : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On prend : $M_t = 6.63 \text{ KN.m} .$

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

$$\Rightarrow y = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15.A(d - y)^2 = 3844.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.63 \times 10^{-3}}{3844.82 \times 10^{-8}} \times 2.51 \times 10^{-2} = 4.33 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.33 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans l'acier :

Comme la dalle se situe à l'intérieure du batiment (FPN) , alors la vérifications de la contrainte de traction de dans les aciers s'avère inutile .

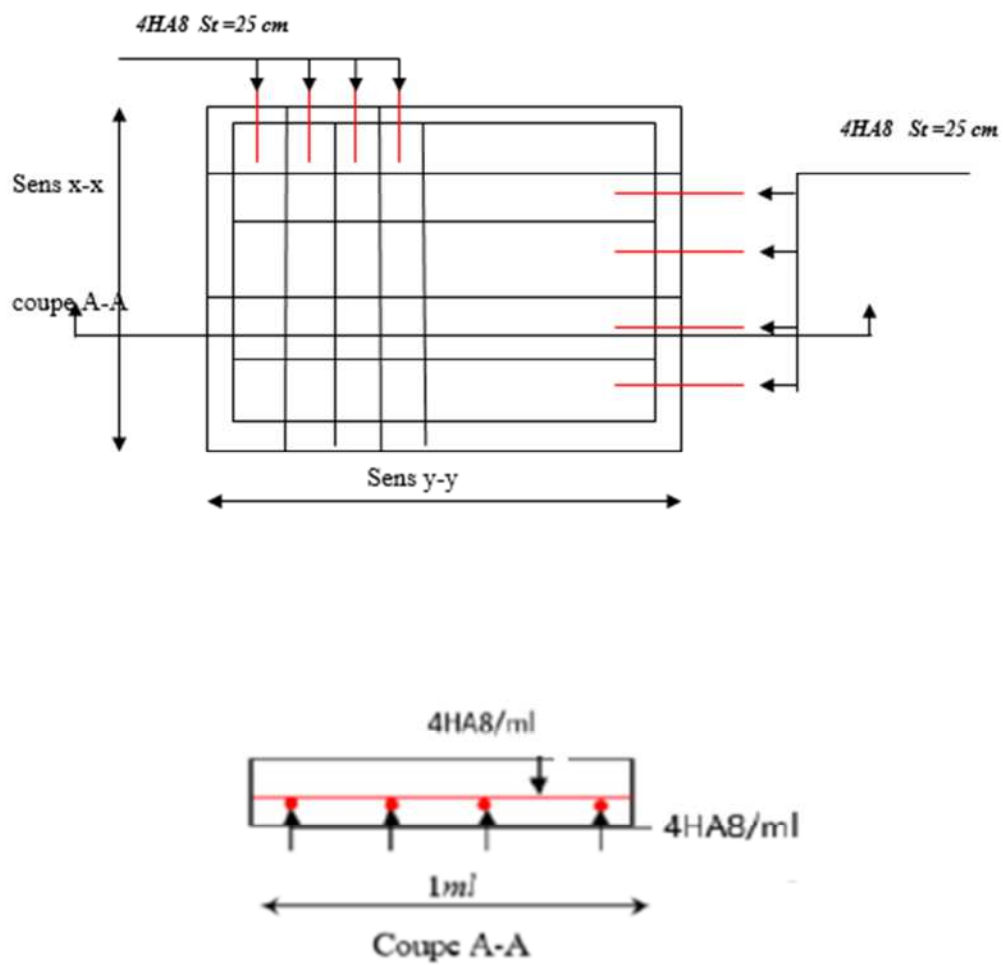
Vérification de la flèche :

$$1^* \frac{h}{L} = 0.075 \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 \times M0} \right) \Rightarrow \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{6.63}{20 \times 7.797} \right) = 0.0425 \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

$$2^* A_t \leq \frac{2.b.d}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

Donc les conditions sont vérifiées , Alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

Schéma de ferrailage :



FigureIII. 22 : Schéma de ferrailage du local machine.

III.7. Etude de la poutre de chaînage :

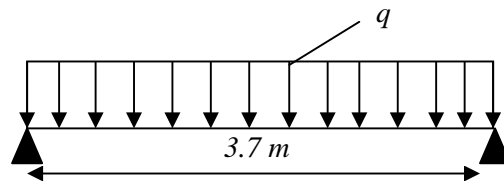


Figure III.23 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.7.1. Dimensionnement :

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.

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

$$L_{max} = 3.7 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \leq h \leq 37$$

✓ Hauteur minimale $h \geq 20 \text{ cm}$.

✓ Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.7.2. Calcul des sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

La poutre est soumise aux charges suivantes :

G_p : Poids propre, $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$.

G_m : Poids du mur, $G_m = 2.76 \times (3.06 - 0.30) = 7.62 \text{ KN/m}$.

ELU : $q_u = 1.35 \times (G_p + G_m) = 1.35 \times (2.25 + 7.62) = 13.324 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = (G_p + G_m) = 2.25 + 7.62 = 9.87 \text{ KN/m}$.

Moments isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 13.324 \times \frac{3.7^2}{8} = 22.80 \text{ KN.m} . \\ \text{ELS : } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9.87 \times \frac{3.7^2}{8} = 16.89 \text{ KN.m} . \end{array} \right.$$

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 0.85 \times 22.80 = 19.38 \text{ KN.m} . \\ \text{ELS : } M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 0.85 \times 16.89 = 14.36 \text{ KN.m} . \end{array} \right.$$

Moment en appui :

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_{au} = -0.5 M_{0u} = -0.5 \times 22.80 = -11.4 \text{ KN.m .} \\ \text{ELS : } M_{as} = -0.5 M_{0s} = -0.5 \times 16.89 = -8.45 \text{ KN.m .} \end{cases}$$

III.7.3. Ferrailage à l'ELU :

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m.}$

Tableau III. 27 : Moments et ferrailages correspondant

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée	19.38	0.0624	0.0805	0.261	2.133	0.97	3HA12=3.39
Appui	11.4	0.0367	0.0467	0.265	1.236	0.97	3HA10=2.36

III.7.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

CBA93 (Art A.5.1.1)

$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 13.324 \times \frac{3.7}{2} = 24.65 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.304 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Armatures transversales :**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans} :

a) $A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 .$

b) $A_{trans} \geq b \times St \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0$

Soit un cadre de θ_8 + une épingle $\theta_8 \Rightarrow A_t = 3 \theta_8 = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2 .$

III.7.3.2. Vérifications à l'ELS :

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 28 : Vérification des contraintes.

Localisation	$M_S (KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
En travée	14.36	8.021	23476.72	4.90	15	vérifiée
En appui	-8.45	6.889	17587.02	3.30	15	vérifiée

III.7.3.3. Vérification de la flèche :

a) $\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0.082 \text{ m} \geq \max\left(\frac{7}{16} ; \frac{Mt}{10M0}\right) = 0.063 \dots\dots\dots$ vérifiée

b) $\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 4.185 \times 10^{-3} \leq \frac{f_e}{400} = 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$ vérifiée

Puisque les conditions sont observées, donc on ne doit pas vérifier la flèche à l'ELS.

III.7.4. Schémas de ferrailage :

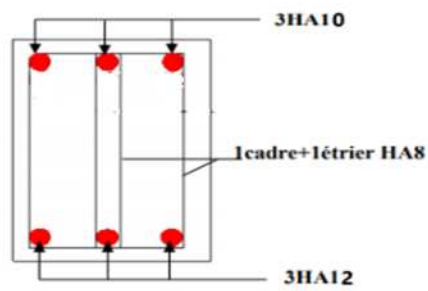


Figure III. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV

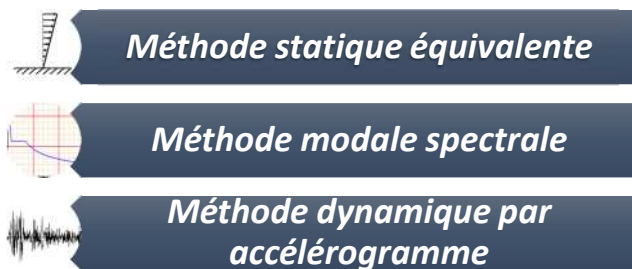
IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe :

- 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 prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

- A**: coefficient d'accélération de la zone ; (RPA99/2003 tableau (4.1))
- D**: facteur d'amplification dynamique moyen ; (RPA99/2003 (4.2))
- R**: coefficient de comportement global de la structure ; (RPA tableau (4.3))
- Q**: facteur de qualité ; (RPA (4-4))
- W**: poids total de la structure (RPA(4-5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

D'où $\eta = 0.88$

On a un site MEUBLE $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 27.54 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 34.30 \text{ m} \\ L_y = 12.70 \text{ m} \end{cases}$$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min(0.60; 0.42) = 0.42 \text{ s} \\ T_y = \min(0.60; 0.70) = 0.60 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.20 \\ D_y = 1.95 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	$P_{q/xx}$	Observée	$P_{q/yy}$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0

5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 34620.4219KN$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2513.44KN \\ V_y^{st} = 2126.55KN \end{cases}$$

IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

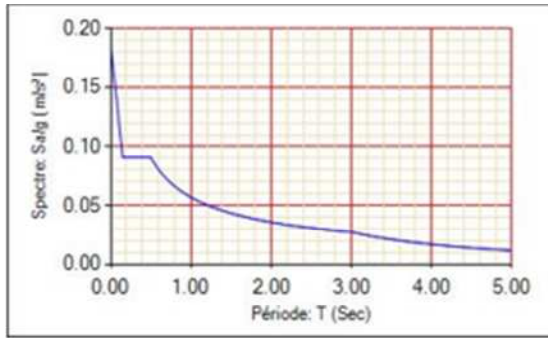


Fig IV.1. Spectre de réponse sens X-X.

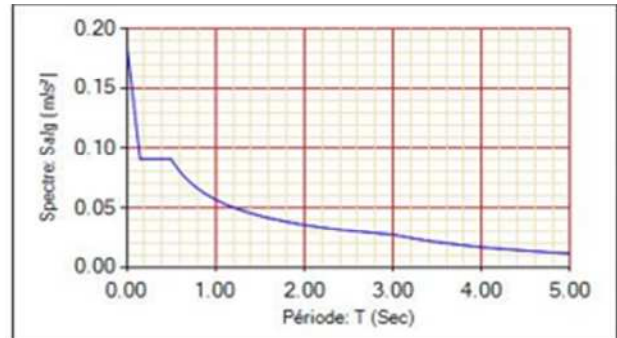


Fig IV.2. Spectre de réponse sens Y-Y

IV.6 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

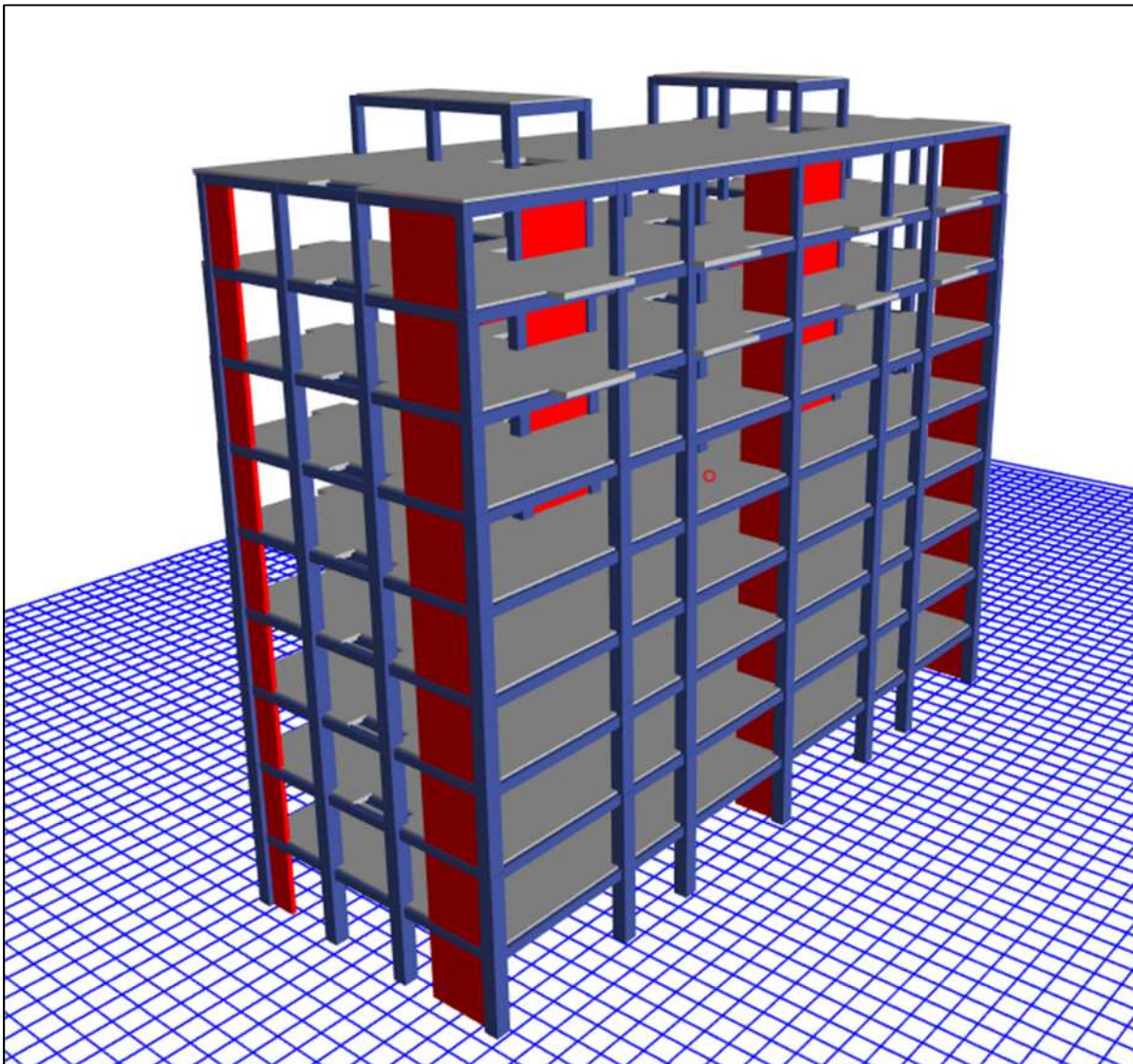


Fig.IV. 3. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel **ETABS**.

IV.6.1 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0,755	0,6807	0,000002867
2	0,747	0,6807	0,7121
3	0,618	0,6812	0,7121
4	0,212	0,6812	0,8501
5	0,195	0,8442	0,8501
6	0,172	0,8482	0,8501
7	0,107	0,8482	0,903
8	0,097	0,897	0,903
9	0,091	0,8992	0,903
10	0,086	0,8992	0,903
11	0,083	0,8992	0,916
12	0,078	0,9155	0,916

IV.6.1.1 Analyse des résultats :

- LA période numérique obtenue par le logiciel **ETABS** dans le premier mode est supérieure à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.755 \text{ s} \\ T_y = 0.747 \text{ s} \end{cases}$

IV.6.2 Les modes de vibrations :

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe XX.

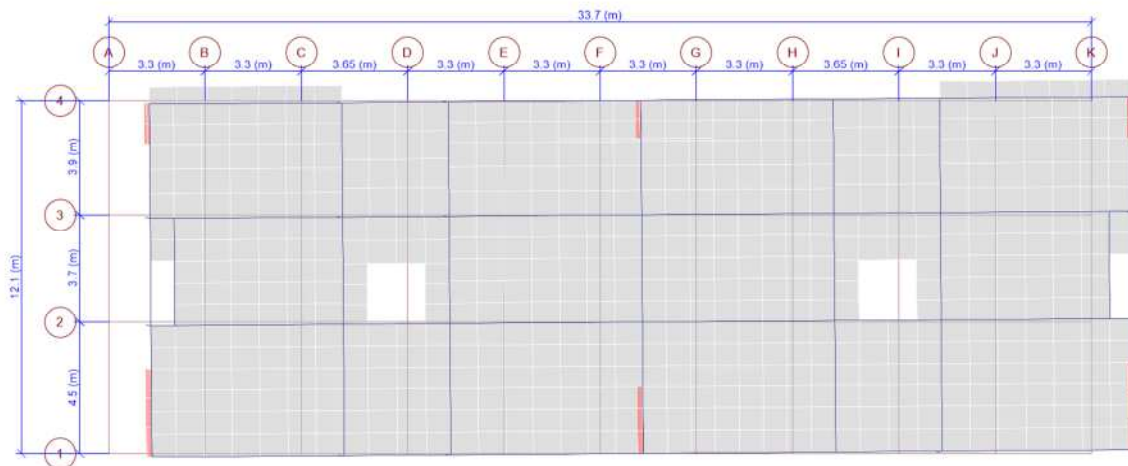


Fig. IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe XX).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe YY.

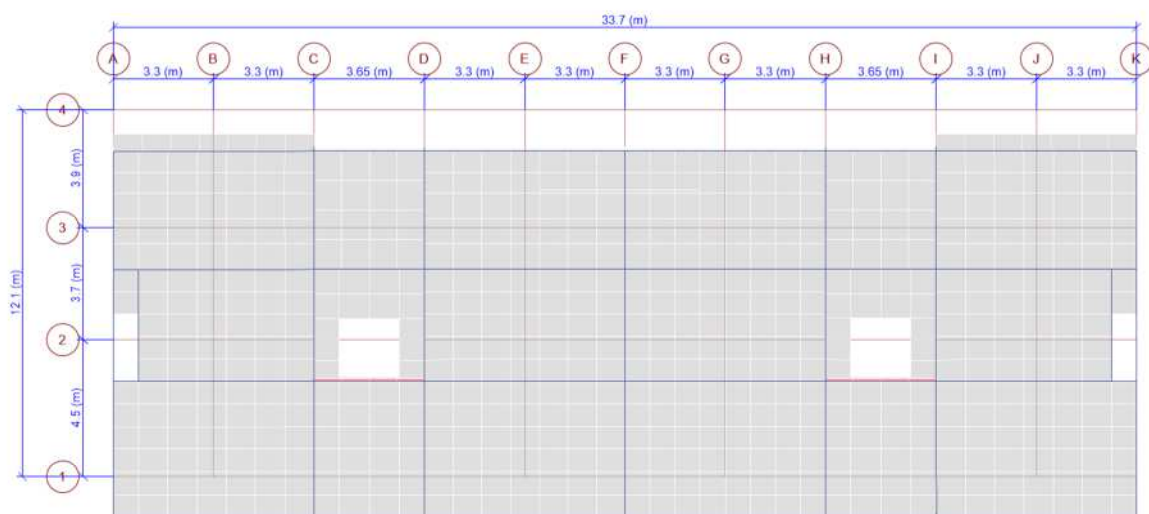
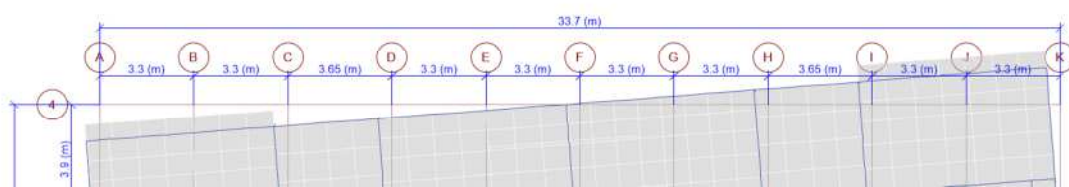


Fig. IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe YY).



Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

Fig.IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.6.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2513.44	2010.75	1771.986	Non vérifiée
Y-Y	2126.55	1701.24	1706.9206	vérifiée

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st} / V_{dyn})$, comme suit :

Sens XX : $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,14$

IV.6.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

IV.6.3.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	31762.5861	7327,4905	81,25	18,74

IV.6.3.2.2 Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
8	405,01	242,54	257,47	238,48	62,545	37,45	51,91	48,09

7	901,82	397,20	580,55	320,43	69,423	30,58	64,44	35,56
6	571,82	485,60	414,96	479,59	54,077	45,92	46,39	53,61
5	709,44	543,30	547,39	496,65	56,631	43,37	52,43	47,57
4	702,20	736,39	577,26	633,07	48,812	51,19	47,69	52,31
3	745,10	855,71	614,77	733,52	46,545	53,45	45,60	54,40
2	674,80	1060,12	589,18	879,32	38,895	61,10	40,12	59,88
1	804,98	1095,45	735,24	876,64	42,358	57,64	45,61	54,39
Rdc	1318,55	548,36	1091,25	427,88	70,627	29,37	71,83	28,17

Tableau IV.5. Interaction sous charge horizontal.

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
8	35	35	1225	112,86	0,037	Vérifiée
7	45	45	2025	336,81	0,067	Vérifiée
6	50	50	2500	459,30	0,073	Vérifiée
5	55	55	3025	647,84	0,086	Vérifiée

4	55	55	3025	931,89	0,123	Vérifiée
3	60	55	3300	1310,32	0,159	Vérifiée
2	60	55	3300	1764,67	0,214	Vérifiée
1	60	60	3600	2302,19	0,256	Vérifiée
Rdc	60	60	3600	2696,39	0,299	Vérifiée

IV.6.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

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

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003(Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h _k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	3,06	0,001	0,003	0,000	0,003	0,001	0,000	0,002	0,000	0,002	0,001
1	3,06	0,002	0,008	0,003	0,006	0,002	0,002	0,009	0,002	0,006	0,002
2	3,06	0,003	0,017	0,008	0,008	0,003	0,003	0,017	0,009	0,008	0,003
3	3,06	0,005	0,026	0,017	0,009	0,003	0,005	0,026	0,017	0,009	0,003
4	3,06	0,007	0,036	0,026	0,010	0,003	0,007	0,035	0,026	0,009	0,003
5	3,06	0,009	0,047	0,036	0,010	0,003	0,009	0,044	0,035	0,009	0,003
6	3,06	0,011	0,057	0,047	0,010	0,003	0,010	0,052	0,044	0,008	0,003

7	3,06	0,013	0,066	0,057	0,009	0,003	0,012	0,059	0,052	0,006	0,002
8	3,06	0,015	0,075	0,066	0,009	0,003	0,013	0,065	0,059	0,006	0,002

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ
RDC	3,06	34620,422	0,003	2020,064	0,014	0,002	1706,920	0,016
1	3,06	30779,784	0,006	1991,015	0,030	0,006	1683,513	0,037
2	3,06	26930,590	0,008	1911,526	0,038	0,008	1616,547	0,045
3	3,06	23122,995	0,009	1788,743	0,040	0,009	1511,296	0,046

4	3,06	19315,400	0,010	1631,602	0,040	0,009	1373,836	0,043
5	3,06	15562,997	0,010	1434,746	0,037	0,009	1198,727	0,038
6	3,06	11810,595	0,010	1196,261	0,034	0,008	988,343	0,031
7	3,06	8109,060	0,009	913,370	0,027	0,006	746,294	0,023
8	3,06	4502,802	0,009	583,551	0,023	0,006	472,626	0,020

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.7 Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont :

❖ **Poutres**

Poutres principales : 30×45cm².

Poutres secondaires :30×35cm²

❖ **Voiles**

e=15cm pour toute la structure (tous les étages)

❖ **Poteaux**

RDC, 1er étage :60× 60 cm²

2eme, 3eme étage : 60× 55 cm²

4eme, 5eme étage : 55× 55 cm²

6eme : 50× 50 cm²

7eme étage : 45× 45 cm²

8eme étage : 335 cm²

Chapitre V

V.1. Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voile. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

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 les dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

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.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q\pm E$
- 4) $0.8G\pm E$

V.2.1. Recommandations du RPA :

a). Armatures longitudinales :

RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un côté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

V.2.3. Calcul du ferraillage :

✓ **Méthode de calcul des armatures à l’ELU (flexion simple) :**

Le ferraillage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS 2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sollicitations maximales dans les poutres.

Poutre		M_t^{max} (KN.m)	combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN.m)	combinaison
P.P (30×45)	Etage courant	118.31	1,35G+1,5Q	-166.35	1,35G+1,5Q	154.42	1,35G+1,5Q
	Terrasse inaccessible	87.93	1,35G+1,5Q	-139.87	G+Q+Ex	130.54	1,35G+1,5Q
P.S (30×35)	Etage courant	29.84	G+Q+Ey	-52.19	G+Q+Ey	47.23	G+Q+Ey
	Terrasse inaccessible	74.14	0.8G+Ey	-88.34	G+Q+Ey	123.79	0.8G+Ey

V.2.3.1. Armatures longitudinales :

RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

❖ Vérification de (%) des armatures selon le RPA99 :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutre P (30×45)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2. \\ \text{Poutre S (30×35)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \text{ en zone courante}$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

$$\text{Soit : Poutre (30 × 45) : } \begin{cases} A_{\max}^{z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2. \\ A_{\max}^{z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{Poutre (30 × 35) : } \begin{cases} A_{\max}^{z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2. \\ A_{\max}^{z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone IIa.

V.2.4. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de poutre principale au niveau des étages courants ou terrasse avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 87.93 \text{ KN.m (1.35G + 1.5Q)} \\ M_a = -139.87 \text{ KN.m (G+Q+Ex)} \end{cases}$$

❖ Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{87.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.117 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.117}) = 0.155$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.394 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{z \times f_{st}} \rightarrow At = \frac{87.93 \times 10^{-3}}{0.394 \times 348} = 6.41 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{139.87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.143 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.194 \rightarrow z = 0.387 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 10.38 \text{ cm}^2 .$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

Tableau V.2. Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type	Section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{mbre} des barres
Etage courant	PP	30 × 45	Appuis	-139.87	10.38	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	87.93	6.41		8.01	3HA14+3HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-88.34	7.54	5.25	9.24	6HA14
			Travée	74.14	6.22		9.24	6HA14
Terrasse inaccessible	PP	30 × 45	Appuis	-166.35	13.02	6.75	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	118.31	8.85		9.24	6HA14
	PS	30 × 35	Appuis	-52.19	4.29	5.25	6.79	6HA12
			Travée	29.84	2.4		6.79	6HA12

V.2.4.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003 :

✓ Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \emptyset \text{ en zone II } L_r > 40 .$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm } \quad L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 65 \text{ cm} .$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm } \quad L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 60 \text{ cm} .$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm } \quad L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 50 \text{ cm} .$$

V.2.4.2. Les armatures transversales :

a) Calcul de \emptyset_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

PP $\Rightarrow \phi < \min (\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi_t = \min (1.2; 1.28; 3)$

$\phi < 12 \text{ cm}$ on prend $\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$.

$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

PS $\Rightarrow \phi < \min (\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi_t = \min (1.2; 1; 3)$

$\phi < 10 \text{ cm}$ on prend $\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$.

$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires)

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

- Zone nodale : $S_t \leq \min (\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min})$ (Art7.5.2.2)

Pour les poutres principales : $S_t \leq \min (11.25\text{cm}; 14.4\text{cm})$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t \leq \min (8.75 \text{ cm}; 14.4\text{cm})$ soit $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Art7.5.2.2)

Pour les poutres principales : $S_t \leq 22.5 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t \leq 17.5 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

V.2.4.3. Vérification des sections d'armatures transversales :

On'a : $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ vérifiée

V.2.4.4. Vérification à l'ELU :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

Il faut vérifiée l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$ Avec: $\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u^{max} (KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	Observation
Principale	154.42	1.22	3.33	vérifiée
Secondaire	123.79	1.29	3.33	vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$$

Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$$

$$\gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{MPa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	14.04	154.42	-166.35	0.44	1.71	vérifiée
Secondaire	9.24	123.79	-88.34	0.309	1.08	vérifiée

V.2.4.5. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

b) État limite de compression du béton :

Comme la fissuration est peu nuisible donc on va vérifier que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Calcul Y : } \frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

$$I = \frac{b^3}{12} y^3 + 15.A(d - y)^2 + 15.A'(y - d')^2$$

Tableau V.5. Vérification de la limite de compression du béton.

Poutres	Zone	M ^{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	Appui	-121.68	18.25	179575.46	12.36	15	vérifiée
	Travée	86.54	15.61	134562.7	10.04	15	vérifiée
Secondaire	Appui	-29.82	13.18	71986.36	5.46	15	vérifiée
	Travée	18.55	13.18	71986.36	3.39	15	vérifiée

État limite de déformation (évaluation de la flèche) :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- 1) $h \geq h_f = \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right) \times L$
- 2) $A \leq A_f = \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$
- 3) $L < 8 \text{ m} .$

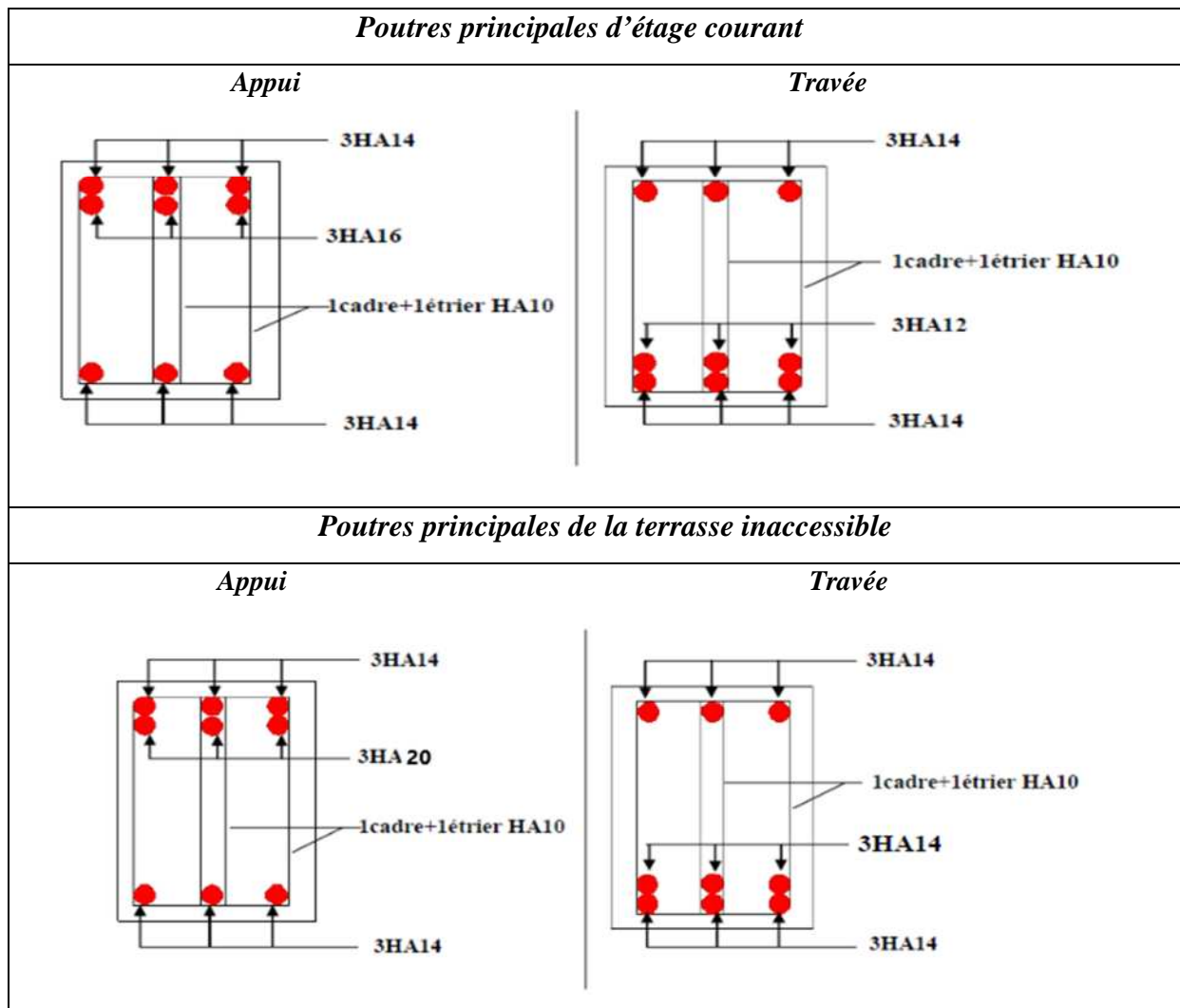
Tableau V.6. Vérification de la flèche des poutres.

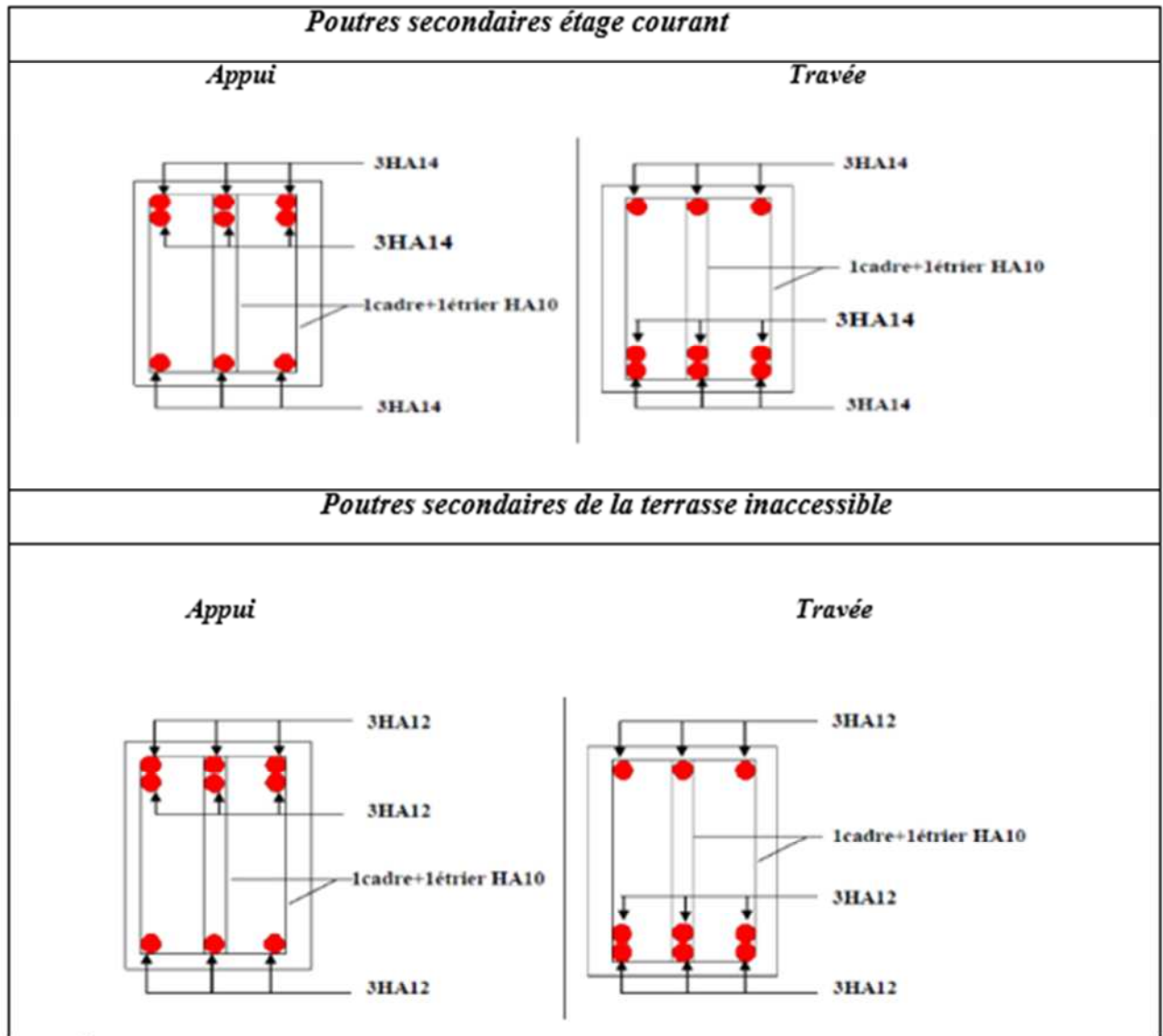
Poutres	h (cm)	b (cm)	L (m)	A ^{trv} (cm ²)	$\frac{Mt}{10M0} \cdot L$ (cm)	$\frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$ (cm ²)	(1)	(2)	(3)
							vérifiée	vérifiée	vérifiée
Principale	45	30	6.6	14.04	34	13.23	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaire	35	30	4.5	9.24	9.5	10.08	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5. Schéma de ferraillage des poutres :

Tableau V.7. Schéma de ferraillage des poutres





V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction). □ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II □ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40∅ en zone I et II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

he : hauteur d'étage. b₁, h₁ : Dimensions de la section transversale du poteaux.

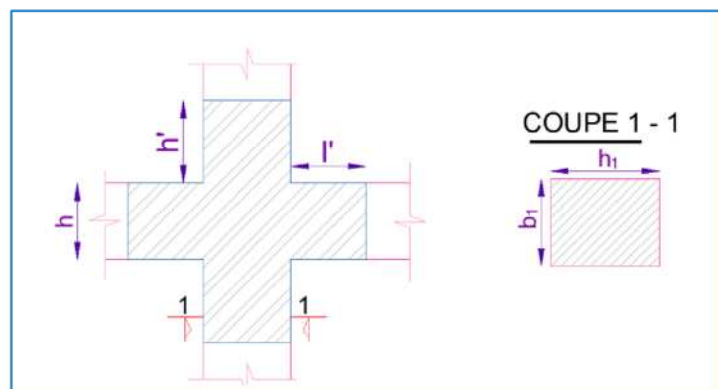


Fig V .1. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute. f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales tel que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en zone I et II OÙ } \phi_1 \text{ est le}$$

diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en } \% \text{ est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : λ_g : l'élancement

géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.1. Calcul du ferraillage:

- Ferraillage longitudinal :

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée.
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3 \text{ cm}$).

Flexion composée :

On entend par flexion composé tous élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant (aussi appelé dans la littérature la flexion compression), contrairement à la flexion simple ou on distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, à la flexion composée tous dépend de la position de l'axe neutre, on a alors 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).

Calcul à l'ELU :

Section entièrement tendue :

Vu que dans les hypothèses de base le béton tendu est négligé la forme de section n'intervient pas dans les calculs. La section est entièrement tendue si :

- N est un effort de traction ;
- Le centre de poussée C (e_g ce trouve entre les armatures A_1 et A_2)
 $|e_g| < \frac{h}{2} - d'$; où $e_g = < \frac{h}{2} - d'$.

Le calcul se fait pour deux section A_1 et A_2 avec :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} ; A_2 = \frac{N_u e_2}{f_{s10}(d - d')}$$

Avec $\min (A_1, A_2) \geq A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$

Cas d'un ferraillage symétrique :

$$e_1 = e_2 \text{ et } A_1 = A_2 = \max\left(\frac{N_u}{2f_{st10}}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{Avec: } f_{st10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section partiellement comprimée :

Une section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) est une section composée d'une partie comprimée et d'une autre partie tendue donc elle peut être assimilé à la flexion simple avec un moment M_{uA} puis revenir à la flexion composée en suite :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

- **1^{er} cas :**

N_u est un effort de traction et C se trouve en dehors de la zone entre les armatures A et A' soit :

$$\frac{h}{2} - d' < |e_g| \quad \text{Où} \quad \frac{h}{2} - d' < |e_g|$$

- **2^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'extérieur de la section soit $e_g > \frac{h}{2}$.

- **3^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

N_u est pris avec son signe (positif dans ce cas précis vu que N_u est un effort de compression). Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple en remplaçant $M_u \Rightarrow M_{uA}$, $N \Rightarrow N_u$. On revient

ensuite à la flexion composée on calcul par $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$; avec A_1 la section calculée en flexion simple (cas d'une section rectangulaire et $A' \neq 0$).

Section entièrement comprimée :

On dit que la section est entièrement comprimée si :

-N effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée et l'axe neutre se trouve en dehors de la section soit $Y > h$ dans ce cas l'utilisation du diagramme simplifié (rectangulaire) n'est plus applicable.

Explication :

Le diagramme contrainte-déformation du béton est une parabole que le règlement vient plafonner à une contrainte limite $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$.

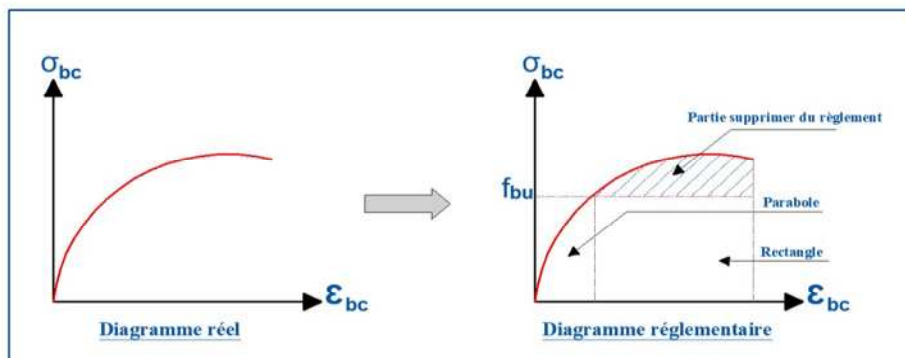


Fig. V.2. Diagramme contrainte-déformations.

On se retrouve donc avec un diagramme dit parabole-rectangle, alors pour calculer les efforts normaux internes on doit le faire pour deux sections, une est rectangulaire avec $N_1 = y_1 b f_{bu}$ et une deuxième partie parabolique avec $N_2 = \int \sigma(y) b dy$.

Donc dans le but de simplifier les calculs le diagramme parabole-rectangulaire est remplacé par le diagramme rectangulaire simplifier, en gros on remplace la partie parabolique par une partie rectangulaire équivalent.

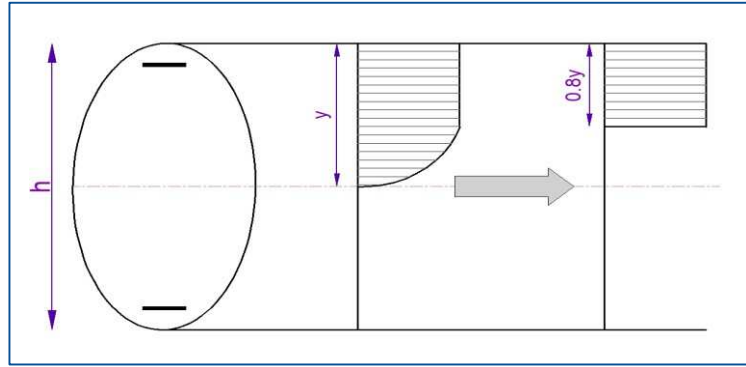


Fig. V.3. Diagramme contrainte déformation avant après simplification.

Mais cette méthode donne de grandes approximations dans une section entièrement comprimée donc on utilise le calcul en rigueur donnée par le règlement.

- Sollicitations :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	com b	Type de section	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres (cm ²)
RDC+1 ^{er} étage	60×60	Nmax→ Mcor	2696.39	87.30	230.83	ELA	SPC	0	28.8	12HA16 +4HA14 =30.29
		Nmin→ Mcor	-824.23	21.15		ELA	SET	0		
		Mmax→ Ncor	838.44	217.47		ELA	SPC	10.09		
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	55×60	Nmax→ Mcor	1906.28	15.14	103.87	ELU	SPC	0	26.4	12HA16 +4HA12 =28.65
		Nmin→ Mcor	-369.03	22.38		ELA	SET	5.65		
		Mmax→ Ncor	479.81	88.07		ELA	SPC	9.87		
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	55×55	Nmax→ Mcor	1344.19	21.56	95.88	ELU	SPC	0	24.2	12HA16 +4HA12 =28.65
		Nmin→ Mcor	-3.85	7.75		ELA	SET	3.47		
		Mmax→	301.19	82.22				4.06		

		N_{cor}				<i>ELA</i>	<i>SPC</i>			
6 ^{ème} étage	50x50	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	806.58	23.29	92.25	<i>ELU</i>	<i>SPC</i>	0	20	12HA14 +4HA1 2 = 23
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-62.23	15.05		<i>ELA</i>	<i>SET</i>	13.125		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	219.41	72.08		<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	1.26		
7 ^{ème} étage	45x45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	546.96	23.51	165.76	<i>ELU</i>	<i>SPC</i>	0	16.2	12HA14 =18.47
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-76.88	8.18		<i>ELA</i>	<i>SET</i>	10.63		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	241.75	156.19		<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	7.05		
8 ^{ème} étage	35x35	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	321.60	28.48	76.05	<i>ELU</i>	<i>SPC</i>	0	9.8	12HA12 =13.57
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-12.46	5.73		<i>ELA</i>	<i>SET</i>	6.43		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	130.42	77.80		<i>ELU</i>	<i>SPC</i>	5.97		

- Exemple de calcul :

Le calcul de ferraillage se fera pour un seul poteau de RDC+1^{er} étage (60x60) cm² comme exemple de calcul, et les autres sont résumés dans le **tableau V.7** précédant :

Données :

Soit : $N_{max} = 2696.39$ KN ; $M_{corres} = 87.3$ KN.m ;

$b = 60$ cm ; $h = 60$ cm ; $d = 57$ cm

Situation durable : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$eG = \frac{M}{N} = 0.032$ m < $\frac{2}{2} = 0.3$ m; le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{d'}{2} \right) = 0.815$$
 MN.m

$$N_u(d-d') - M_{UA} = 0.640$$
 MN.m

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 1.18$$
 MN.m

Donc :

$0.640 < 1.18 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{MuA}{bd^2f_{bu}} = \frac{815.32 \times 10^3}{0.6 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.226 > 0.186 \text{ pivot } B.$$

$$\mu l = 0.8\alpha l(1 - 0.4\alpha l)$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \frac{f_e}{f_{sEs}}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \frac{400}{1 \times 2 \times 10}} = 0.636$$

$$\mu l = 0.379$$

$$\mu_{bu} = 0.226 < \mu l = 0.379 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{Mu}{z f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.325$$

$$Z = 0.496$$

$$A_1 = \frac{87.3 \times 10^3}{0.496 \times 400} = 4.4 \times 10^3 \text{ m}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 \frac{Nu}{f_{st}} = 4.4 \times 10^{-4} - \frac{2696.39 \times 10^{-3}}{400} = -6.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{f_e} = 4.8 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{\min} = 4.13 \text{ cm}^2$$

- Vérification du ferraillage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferraillage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.9. Vérification du ferraillage transversal.

Niveau	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section(cm ²)	60× 60	60× 55	55× 55	50× 50	45× 45	35× 35
ϕl(cm)	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1
lf(cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	3.57	3.89	3.89	4.284	4.76	6.12
V(KN)	230.83	103.87	95.88	92.25	165.76	76.05
t _{nodale} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{courante} (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
A _t ^{cal} (cm ²)	5.41	2.43	2.45	2.59	5.18	2.03
A _t ^{min} (cm ²)z.nod	1.8	1.65	1.65	1.5	1.35	1.05
A _t ^{min} (cm ²)z.cor	2.7	2.47	2.47	2.25	2.03	1.57
A _t ^{adop} (cm ²)	6HA10=6.28	6HA8=3.02	6HA8=3.02	2HA10=2.01	2HA10=4.71	6HA8

V.3.2 Vérifications nécessaires:

- Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	Br (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	obser
RDC+1 ^{er} étage	60×60	2.142	12.35	0.83	30.29	0.3364	2.69639	7.75	<i>vérifiée</i>

2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	55x60	2.142	13.47	0.82	28.65	0.3074	1.90628	5.48	vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	55x55	2.142	13.47	0.82	28.65	0.2809	1.34419	5.08	vérifiée
6 ^{ème} étage	50x50	2.142	14.82	0.82	23	0.2304	0.80658	4.1546	vérifiée
7 ^{ème} étage	45x45	2.142	16.46	0.81	18.47	0.1849	0.5469	3.2938	vérifiée
8 ^{ème} étage	35x35	2.142	21.17	0.79	13.57	0.1089	0.3216	1.9660	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

- Vérification des contraintes :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

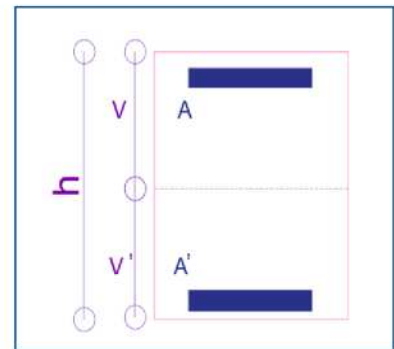


Fig. V .4. Section d'un poteau.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	M _{serG} (MN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)
RDC+1 ^{er} étage	60×60	57	30.29	33.02	26.97	0.0146	1.8221	0.0006	0.061	6.188	-1.109
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	55×60	57	28.65	33.02	26.89	0.0138	1.3882	0.0112	0.053	4.538	-0.999
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	55×55	52	28.65	30.55	24.45	0.0115	0.9792	0.0157	0.045	4.194	2.28
6 ^{ème} étage	50×50	47	23	27.66	22.34	0.0066	0.5880	0.0169	0.035	3.27	0.74
7 ^{ème} étage	45×45	42	18.47	24.85	20.15	0.0043	0.3992	0.0171	0.026	2.97	0.49
8 ^{ème} étage	35×35	32	13.57	19.56	15.44	0.0016	0.2358	0.0207	0.025	4.12	-0.82

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

-Vérification des contraintes de cisaillements :

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	observation
RDC+1 ^{er} étage	60× 60	2.142	3.57	0.04	57	230.83	0.675	1	vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	55× 60	2.142	3.89	0.04	57	103.87	0.331	1	vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	55× 55	2.142	3.89	0.04	52	95.88	0.335	1	vérifiée
6 ^{ème} étage	50× 50	2.142	4.284	0.04	47	92.25	0.392	1	vérifiée
7 ^{ème} étage	45× 45	2.142	4.76	0.04	42	165.76	0.877	1	vérifiée
8 ^{ème} étage	35× 35	2.142	6.12	0.075	32	76.05	0.402	1.875	vérifiée

V.3.3. Vérification de la zone nodale:

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l’action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d’un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux. Le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n|+|M_s| \geq 1.25(|M_w|+|M_e|)$$

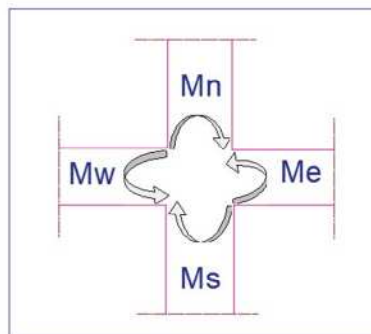


Fig. V.5. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d’armatures dans la section.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau V.13. Moment résistant des poteaux.

Niveau	$h(m)$	$Z(m^2)$	$As(cm^2)$	$\sigma_s(MPa)$	$M_R(KN.m)$
RDC+1 ^{er} étage	0.60	0.54	30.29	348	569.21
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	0.60	0.54	28.65	348	538.39
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	0.55	0.54	28.65	348	493.52
6 ^{ème} étage	0.50	0.45	23	348	414
7 ^{ème} étage	0.45	0.405	18.47	348	299.21
8 ^{ème} étage	0.35	0.315	13.57	348	170.98

Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres

Niveau	local	$h(m)$	$Z(m^2)$	$As(cm^2)$	$\sigma_s(MPa)$	$M_R(KN.m)$
Etage courant	P.P	0.45	0.405	10.65	348	172.53
	P.S	0.35	0.315	9.24	348	101.29
Terrace inaccessible	P.P	0.45	0.405	14.04	348	227.44
	P.S	0.35	0.315	6.79	348	74.43

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales poutres principales

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6
M_n (KN.m)	1138.4 2	113 8.4 2	1076 .78	107 6.78	987.0 4	987.04	828
M_s (KN.m)	569.21	569 .21	538. 39	538. 39	493.5 2	493.52	414
M_n+M_s (KN.m)	1707.6 3	170 7.6 3	1615 .17	161 5.17	1480. 56	1480.5 6	1242
M_w (KN.m)	227.44	227 .44	227. 44	227. 44	227.4 4	227.44	227.44
M_e (KN.m)	227.44	227 .44	227. 44	227. 44	227.4 4	227.44	227.44
$1.25(M_w+M_e)$	568.6	568 .6	568. 6	568. 6	568.6	568.6	568.6
Observation	V	V	V	V	V	V	V

Tableau V.16. Vérification des zones nodales poutres secondaires

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6
--------	-----	---	---	---	---	---	---

M_n (KN.m)	1138.4 2	113 8.4 2	1076 .78	107 6.78	987.0 4	987.04	828
M_s (KN.m)	569.21	569 .21	538. 39	538. 39	493.5 2	493.52	414
M_n+M_s (KN.m)	1707.6 3	170 7.6 3	1615 .17	161 5.17	1480. 56	1480.5 6	1242
M_w (KN.m)	101.29	101 .29	101. 29	101. 29	101.2 9	101.29	101.29
M_e (KN.m)	101.29	101 .29	101. 29	101. 29	101.2 9	101.29	101.29
$1.25(M_w+M_e)$	253.22 5	253 .22 5	253. 225	253. 225	253.2 25	253.22 5	253.22 5
Observation	V	V	V	V	V	V	V

Remarque :

On remarque que les conditions du RPA sont vérifiées donc il n'y a pas de risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte, il n'y a pas lieu donc d'augmenter la section du ferraillage des poteaux, les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, dans les deux sens donc la formation dans rotules plastiques, se fera en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux. Détail d'un cours d'armature transversale dans la zone nodale 2 U superposés.

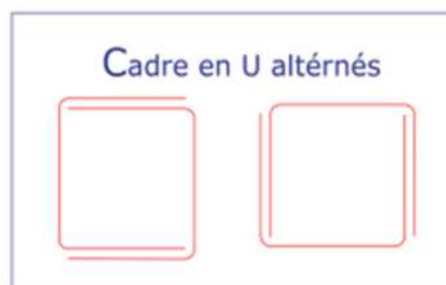
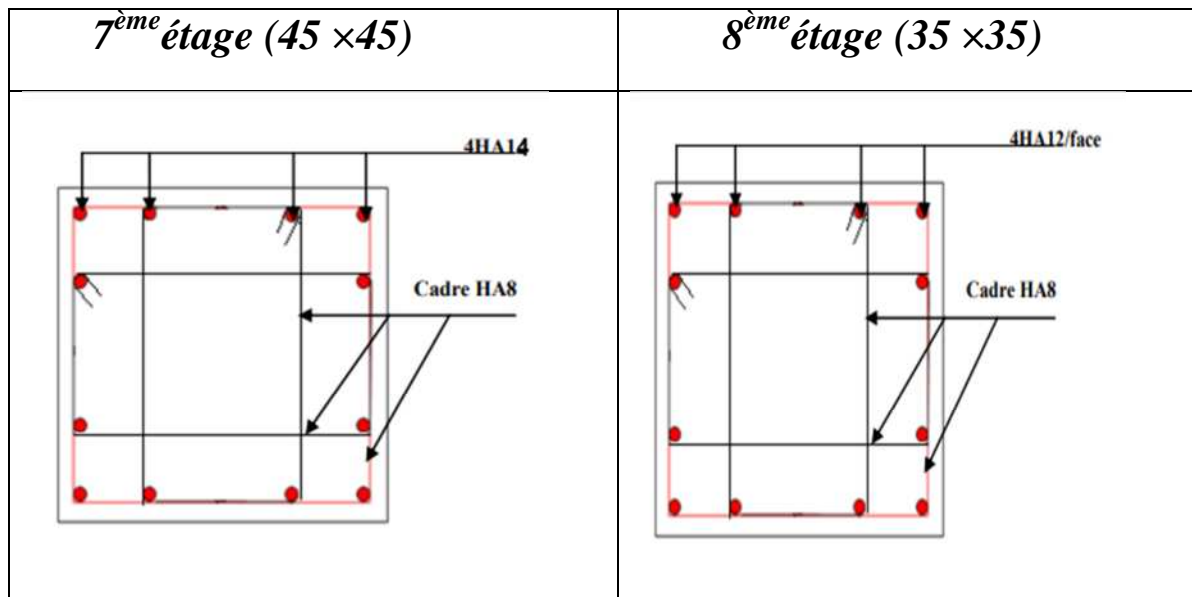


Fig. V.6. Armature transversale dans la zone nodale

❖ *Schéma de Ferraillages des poteaux*

Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poteaux

<i>Rdc+1^{er} étage</i> <i>étage (60 × 60)</i>	<i>2^{ème} + 3^{ème} étage</i> <i>(60 × 55)</i>
<p>12HA16</p> <p>4HA14</p>	<p>12HA16</p> <p>4HA12</p>
<i>4^{ème} + 5^{ème} étage</i> <i>(60 × 55)</i>	<i>6^{ème} étage</i> <i>(50 × 50)</i>
<p>12HA16</p> <p>4HA12</p>	<p>12HA14</p> <p>4HA12</p>



V.4. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q+E$
- 3). $0.8G+E$

V.4.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

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 $St < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ avec : } V = 1.4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDCet 1 ^{er} étage	V_{x1}	2351.95	2.33	1545.9	1719.33	1023.56	13	546.44
2 et 3 ^{ème} étage	V_{x1}	1971.2	11.57	1123.46	1431.14	822.33	14.28	527.92
4 et 5 ^{ème} étage	V_{x1}	1518.85	11.33	501.71	1102.36	506.5	13.43	365.29
6 et 7 et 8 ^{ème} étage	V_{x1}	1054.55	11.21	327.47	426.59	289.28	18.19	237.61

Tableau V.19 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDCet 1 ^{er} étage	V_{y1}	1267.75	952.81	1136.37	340.07	108.31	1101.27	328.16
2 et 3 ^{ème} étage	V_{y1}	858.70	41.51	711.92	506.94	322.75	430.95	313.05
4 et 5 ^{ème} étage	V_{y1}	629.88	4.22	250.17	316.14	73.32	137.84	210.02
6 et 7 et 8 ^{ème} étage	V_{y1}	497.36	175.23	313.22	393.55	-51.24	250.10	143.93

V.4.4 Calcul du ferraillage :

On va exposer un seul exemple de calcul// à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau..Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l) .La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (Amin) du **RPA99** et le ferraillage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

$L = 3\text{m} , e = 0.15\text{m} , d = 2.95\text{m} , d' = 0.05\text{m}$

$N_{\min} = 108.31 \text{ KN (compression)} , M_{\text{cor}} = 1101.27 \text{ KN.m (Combinaison } 0.8G + E y^{\text{max}})$

$e_G = \frac{M}{N} = 10.16\text{m} > \frac{h}{2} = 1.5 \text{ m}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ⇒ section partiellement comprimée.

$M_u A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1101.27 + 108.31 \left(2.95 - \frac{3}{2} \right) = 1258.32 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_u A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1258.32 \times 10^3}{0.15 \times 2.95^2 \times 18.48} = 0.052 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$

$A_1 = \frac{M_u}{z f_{st}}$

$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.066$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.852 \text{ m}$

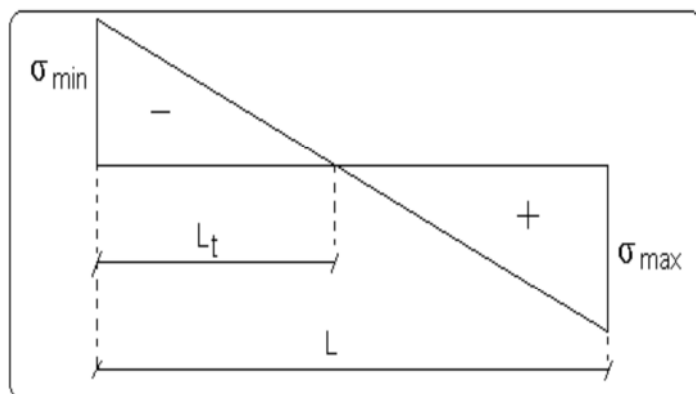
$A_1 = \frac{1258.32 \times 10^3}{2.852 \times 400} = 10.95 \text{ cm}^2$

On revient à la flexion composée :

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10.95 \times 10^{-4} - \frac{108.31 \times 10^{-3}}{400} = 8.24 \text{ cm}^2$

Soit $A_s = 8.24 \text{ cm}^2$.

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{108.31 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3} + \frac{1101.27 \times 10^{-3}}{0.337} \times 1.5 = 5.135 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{108.31 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3} - \frac{1101.27 \times 10^{-3}}{0.337} \times 1.5 = -4.653 \text{ MPa} .$$

$$L_t = \frac{4.653 \times 3}{4.653 + 5.135} = 1.43 \text{ m}$$

• **Vérifications :**

$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 143 = 4.28 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone tendue par le RPA).

$A_{min(BAEL)} = L_t \times e \times f_{t28} / f_c = 143 \times 15 \times 2.1 / 400 = 11.26 \text{ cm}^2$. (A_{min} dans le voile par le BAEL).

$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L_t = 0.15\% \times 15 \times 143 = 6.75 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraillie avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 8.24 \text{ cm}^2$

On opte pour : 6HA12 + 4HA10 , soit : $A = 9.93 \text{ cm}^2$.

Armatures horizontales :

$$V = 328.16 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times Vd}{e \times d} = \frac{1.4 \times 328.16 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.95} = 1.13 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.06 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_h^{min} = 0.15\% \times (e \times t) = 0.45 \text{ cm}^2 < A_h^{adopt} = 2.26 \text{ cm}^2$ vérifiée

Soit : 2HA12 = 2.26 cm² .

❖ Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles dans tous les niveaux :

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux

	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
section(m ²)	0.15 × 3.65	0.15 × 3.65	0.15 × 3.65	0.15 × 3.65
M (KN.m)	1545.9	1123.46	13.43	327.47
N (KN)	1719.33	1431.14	605.5	426.59
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
σ_{ax} (MPa)	7.78	5.99	1.15	1.76
σ_{i} (MPa)	-1.5	-0.76	1.06	-0.2
Lt(m)	0.59	0.41	1.76	0.38

$V(KN)$	546.44	527.92	365.29	237.61
$\tau(MPa)$	1.55	1.5	1.04	0.68
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_{vcal}(cm^2)$	-8.7	-8.89	-7.46	-3.02
$A_{zr}^{m \square n}(cm^2)$	1.77	1.23	5.28	1.14
$A_{zc}^{m \square n}(cm^2)$	3.7	4.24	0.2	4.34
$A_{zG}^{m \square n}(cm^2)$	8.21	8.21	8.21	8.21
$A_{zT}^{adop}(cm^2)$	8.73	8.73	8.73	8.73
$st (cm)$	20	20	20	20
N^b_{zr}	8HA8+6HA10	8HA8+6HA10	8HA8+6HA10	8HA8+6HA10
$A_{hcal}(cm^2)$	1.46	1.41	0.97	0.63
$A_h^{m \square n}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.01	1.01
N^b_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux

	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
$sction(m^2)$	0.15× 3	0.15× 3	0.15× 3	0.15× 3
$M (KN.m)$	1101.27	711.92	137.84	250.10
$N (KN)$	108.31	506.94	73.32	-51.24
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
$\sigma_{ax}(MPa)$	5.135	4.290	0.775	-1.225
$\sigma_{i \square}(MPa)$	-4.653	-2.037	-0.449	0.997
$Lt(m)$	1.43	0.97	1.1	1.35
$V(KN)$	328.16	313.05	210.02	143.93
$\tau(MPa)$	1.13	1.08	0.73	0.5
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_{vcal}(cm^2)$	8.24	0	0.24	2.77
$A_{zr}^{m \square n}(cm^2)$	4.28	2.9	3.3	4.05
$A_{zc}^{m \square n}(cm^2)$	0.22	1.6	1.2	0.46
$A_{zG}^{m \square n}(cm^2)$	6.75	6.75	6.75	6.75
$A_{zT}^{adop}(cm^2)$	9.93	7.66	7.66	7.66
$st (cm)$	20	20	20	20
N^b_{zr}	6HA12+4HA10	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10
$A_{hcal}(cm^2)$	1.06	1.01	0.68	0.47
$A_h^{m \square n}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26
N^b_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12

V.4.5 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC et 1^{er} étage (Vy1) comme exemple :

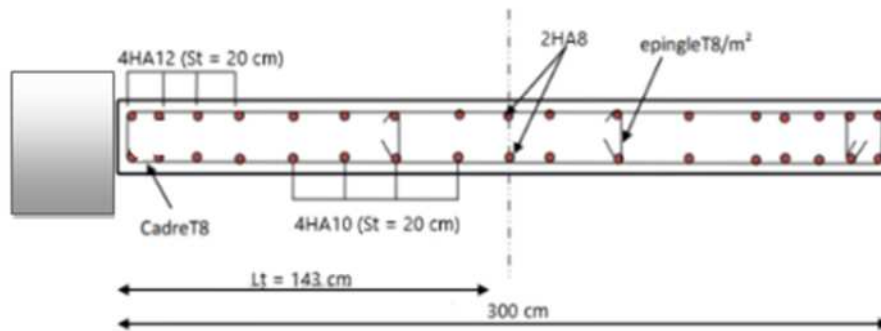


Fig.V.7. Schéma de ferrailage du voile RDC

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis de la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99 /2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol (voir annexe1), la contrainte admissible est 1.7 bar à une profondeur de 2 m.

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$), donc les semelles sont carrées ($A \times A$)

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée avec :

- * S : surface d'appuis de la semelle
- * N : effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison les plus défavorables données par le RPA.
- * $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité à :

* Une section de (60×60) cm² d'où la surface de la semelle : $S = A \times A$

* Un effort normal $N = 1822.13$ KN

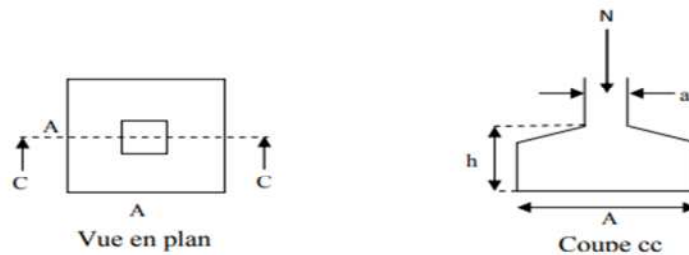


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

On a : $\frac{N}{A \times A} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ (1) tel que $\bar{\sigma}_{sol} = 1.7$ bar

$$\frac{a}{a} = \frac{A}{A} \text{ (2)}$$

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow A = \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \bar{\sigma}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.6 \times 1822.13}{0.6 \times 170}} = 3.27 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes :

$$\text{On a : } S_{cal} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1822.13}{170} = 10.72 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = S_{totale} - S_{décrochement}$$

$$\text{ou : } S_{décrochement} = 0.95 \times 2 = 1.9 \text{ m}^2$$

$$S_{totale} = 34.30 \times 12.70 = 435.71 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{batiment} = 433.71 \text{ m}^2$$

$$\text{d'ou : } \frac{S_{bat}}{S_{cal}} = \frac{433.71}{10.72} = 40.45 \%$$

Donc : l'utilisation d'un radier général sans débord.

VI.3.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- * Un mauvais sol.
- * Charges transmises au sol sont importantes.
- * Les poteaux rapprochés (petites trames).

a. Pré dimensionnement :

1. Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervure

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 6 \text{ m}$).

Donc :

$$hr \geq \frac{600}{20} = 30\text{m}$$

$$ht \geq \frac{600}{10} = 60\text{m}$$

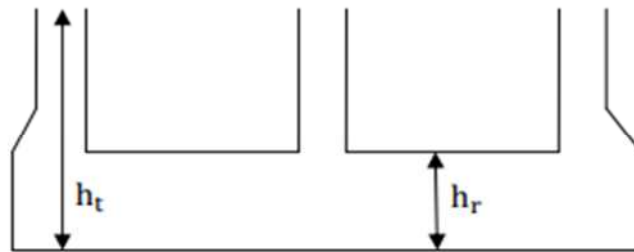


Figure VI.2 Dimensions du radier

2. Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle.

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6^3 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow ht \geq 0.51 \text{ m}$$

D'où : $h_t = 60 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^7 \times 3.2 \times 10^{-3}}{4 \times 10^4 \times 0.6}} \Rightarrow Le = 2.035 \text{ m}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 60 \text{ m}$

3. La surface du radier :

$$\frac{N_t}{S_{rad}} \leq \sigma_s$$

N_T : L'effort normal transmis à la base.

$$N_T = 34620.4216 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}} = \frac{34620.4219}{170} = 203.65 \text{ m}^2 .$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 203.45 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 433.71 \text{ m}^2$

$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow$ On opte pour une surface de radier égale a la surface du bâtiment, donc la surface de bâtiment suffit pour le radier.

b. Vérifications :

1. Vérification au poinçonnement :

Le calcul ce fait pour le poteau le plus sollicité.



Figure VI.3 Schéma de poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL99 (art A.5.2, 41)}$$

N_d : Charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t = 0.60 + 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.60 + 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 4.8 \text{ m}$$

$$N_d = 2.69638 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.817 \text{ MN}$$

\Rightarrow Il n'y aura pas de risque de rupture du radier par le poinçonnement.

2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b. \text{ Avec}$$

- L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $\Rightarrow L_{\max} = 6 \text{ m}$
- S : surface de radier $\Rightarrow S_{\text{rad}} = 433.71 \text{ m}^2$
- b : choix d'une bande de largeur $b=1 \text{ m}$
- d : $0.9h = 0.9 \times 0.60 = 0.54 \text{ m}$
- $N_u = 34620.42 \text{ KN}$

$$\Rightarrow V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{34620.42 \times 6}{2 \times 433.71} = 239.47 \text{ KN.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{239.47}{1 \times 0.54} = 0.443 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ selon le : **RPA99 (art .10.1.5)**

- **Sens x-x :**

$$e_x = \frac{My}{N} = \frac{35341.95}{34620.42} = 1.021 \text{ m} < \frac{33.7}{4} = 8.425 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$e_x = \frac{Mx}{N} = \frac{28921.79}{34620.42} = 0.835 \text{ m} < \frac{12.1}{4} = 3.025 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.25 \text{ m} \\ Y_G = 7.25 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} I_x = 5699.4 \text{ m}^4 \\ I_y = 10830 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

σ_{moy} : Contrainte du sol à B/4 sous le radier

σ_{max} , σ_{min} : Contrainte maximale et minimale respectivement aux deux sens d'extrémités du radier.

- **Sens X-X :**

$N_u = 34620.42 \text{ KN}$

$M_x = 28921.79 \text{ KN}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{Mx}{Ix} \times Y_G = \frac{34620.42}{433.71} + \frac{28921.79}{5699.4} \times 7.25 = 0.12 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{Mx}{Ix} \times Y_G = \frac{34620.42}{433.71} - \frac{28921.79}{5699.4} \times 7.25 = 0.04 \text{ MPa} .$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.12 + 0.04}{4} = 0.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$N_u = 34620.42 \text{ KN}$

$M_y = 35341.95 \text{ KN}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{My}{Iy} \times X_G = \frac{34620.42}{433.71} + \frac{35341.95}{10830} \times 10.25 = 0.11 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{My}{I_y} \times X_G = \frac{34620.42}{433.71} - \frac{35341.95}{10830} \times 10.25 = 0.04 \text{ MPa} .$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.11 + 0.04}{4} = 0.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

VI.4. Ferrailage du radier :

VI.4.1. Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction de sol.

Le calcul de ferrailage se fera en flexion simple pour le panneau de dalle le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- Calcul des sollicitations :

On a : $Q_u = \frac{Nu}{Sr}$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure .

On a :

$N_u^{\text{cal}} = 53808.36 \text{ KN}$

Donc :

$Q_u = \frac{53808.36}{433.71} = 124.06 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 6.60 - 0.6 = 6 \text{ m} \\ L_y = 4.50 - 0.6 = 3.9 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{6} = 0.65 > 0.4$$

$\Rightarrow \rho = 0.65 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right.$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0X} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 335.40 \text{ KN.m} \\ M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 121.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments corrigés :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 M_{0X} = 285.09 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0Y} = 103.00 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0X} = -167.7 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.
 Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. ferrailage de radier.

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barre	St (cm)
Travée	x-x	285.09	41.16	2.82	42.6	12HA16+12HA14	15
	y-y	103	12.64	2.4	15.39	10HA14	20
Appui		-167.7	21.60	2.82	22.12	11HA16	20

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.65 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times hr \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times hr \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{3-0.65}{2} \times 0.3 \times 1 = 2.82 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a : } Q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{39219.31}{433.71} = 90.42 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 262.03 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 137.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 222.72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 116.59 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0x} = -130.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) : (1 \times 0,3) \text{ m}^2$
 Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	222.72	20.6	713529.50	6.43 < 15	vérifiée	156.38 < 201.63	vérifiée
	y-y	116.59	13.65	466028.8	3.45 < 15	vérifiée	27.95 < 201.63	vérifiée
Appui		-130.01	15.90	482174.2	4.28 < 15	vérifiée	154.09 < 201.63	vérifiée

* Vérification des espacements :

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$St \leq \min(2hr ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ Schéma de ferrailage du radier :

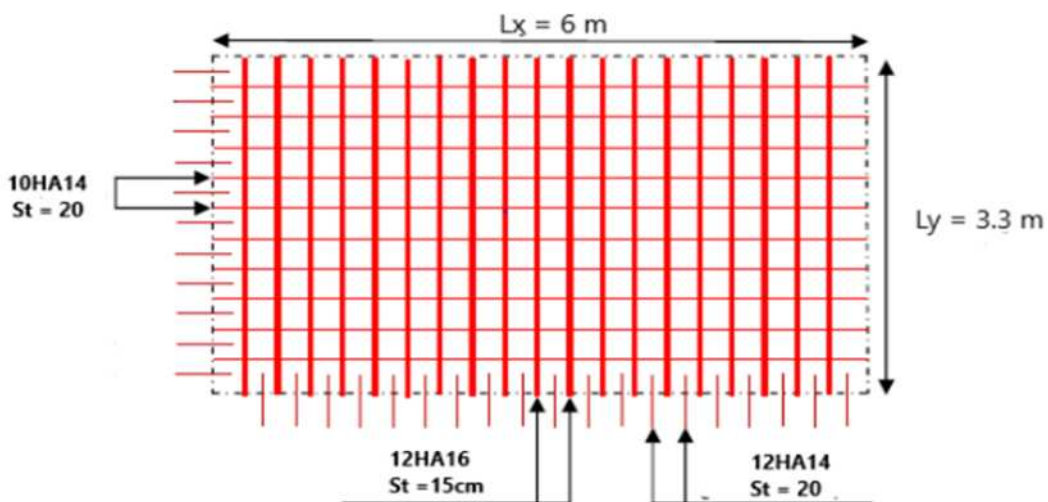
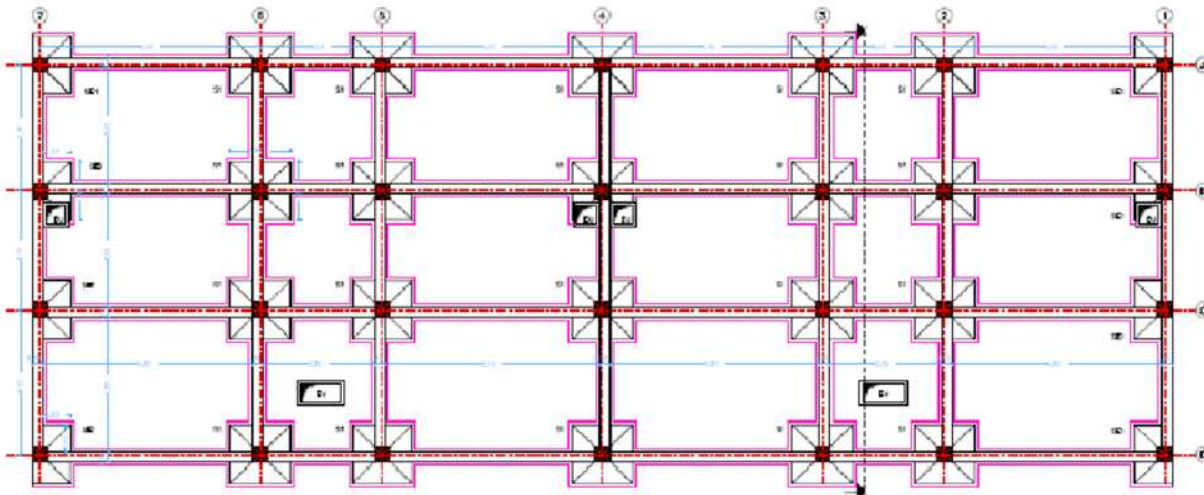


Figure VI. 4. Ferrailage du radier.

VI.5 Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.



- Méthode de calcul :

✓ Charges triangulaires :

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P: Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Fig VI.5 : schéma de rupture des dalles de radier

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

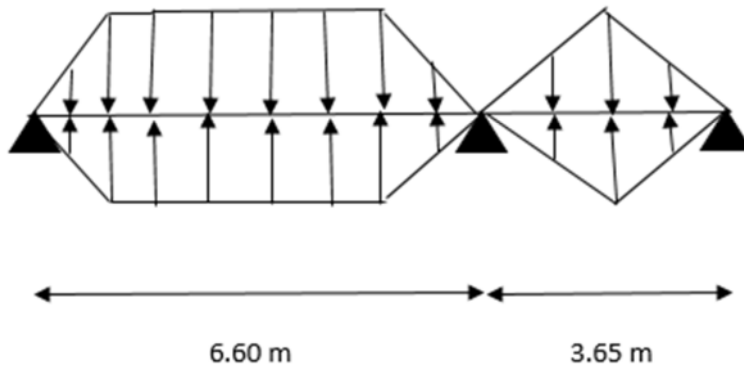
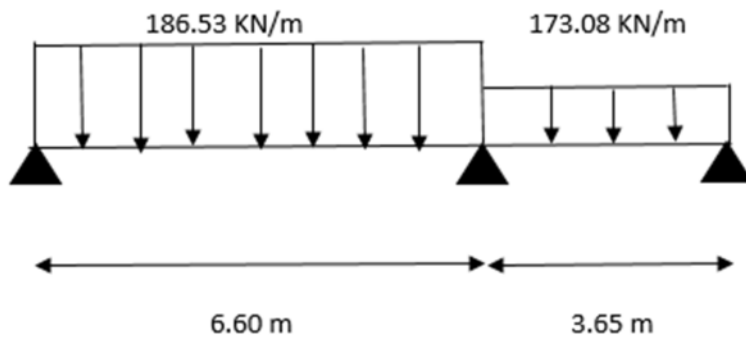


Figure VI. 6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

Schéma statique équivalent sens x-x :



Sens Y-Y :

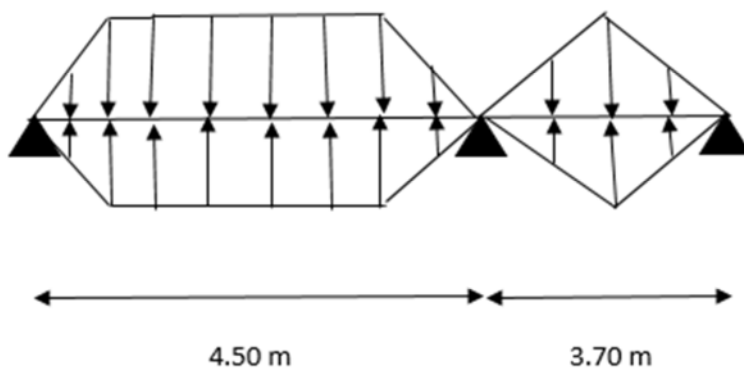
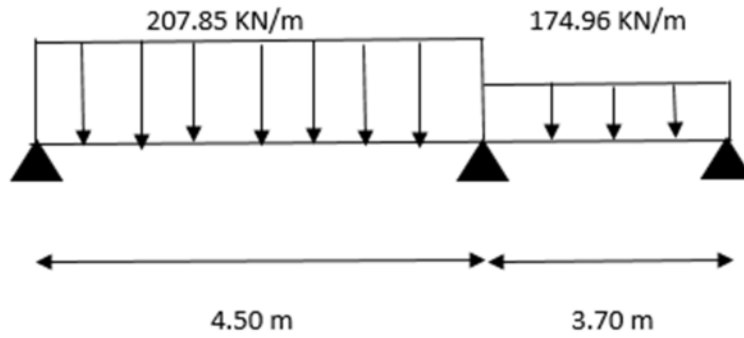


Figure VI. 7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

Schéma statique équivalent sens y-y :



- Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$N_u' = N_u - N_{ser}$$

$$N_s' = N_s - N_{ser}$$

$$\text{Et : } P_u = \frac{N_u'}{S_{rad}}$$

$$P_s = \frac{N_s'}{S_{rad}}$$

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les chargements sur les travées sens X-X.

Travée	ELU					ELS				V(KN)
	Pu (KN/m)	Max(KN.m)		X ₀	Mtu (KN.m)	Ps (KN/m)	Max		Mts (KN.m)	
		Mg	Md				Mg	Md		
AB	186.53	0	-83.74	2.58	330.13	135.95	0	-61.03	240.61	320.45
BC	173.08	-83.74	-394.1	2.51	-3.51	126.14	-61.03	-287.2	-2.56	-423.9

Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Travée	ELU					ELS				V(KN)
	Pu (KN/m)	Max(KN.m)		X ₀	Mtu (KN.m)	Ps (KN/m)	Max(KN.m)		Mts (KN.M)	
		Mg	Md				Mg	Md		
AB	207.85	0	-35.38	1.64	131.27	151.49	0	-25.79	95.68	203.35
BC	174.96	-35.38	-185.8	1.97	56.15	127.52	-25.79	-135.4	40.93	-280.5

Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

- ✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens :

Donnés :

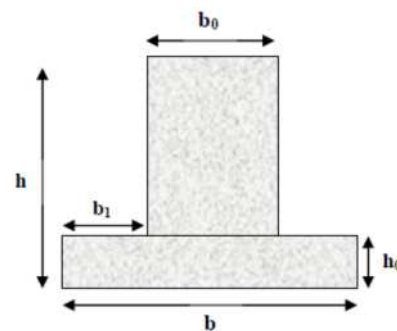
h=0.6 m b₀=0.6 m

d=0.54 m h₀=0.3 m

- ✓ Sens X-X :

On a :

Fig. VI.8 : Section à ferrailer.



$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{6}{2}; \frac{3.1}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0.6}{2} \leq \min(3 ; 0.31)$$

Donc : $b = 1.22\text{m}$

Sens Y-Y :

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.9}{2}; \frac{3.05}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0.6}{2} \leq \min(1.95; 0.3)$$

Donc : $b = 1.95\text{m} = 195\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5. Calcul des ferrailages.

Sens	zone	Mu(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Sens X-X	Travée	330.13	18.24	7.95	18.85	6HA20
	Appui	-394.11	9.68	4.25	10.05	5HA16
Sens Y-Y	Travée	131.27	7.07	7.95	9.24	6HA14
	Appui	-185.80	10.07	4.25	12.06	6HA16

c. Vérifications :

1. A L'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 122 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 7.95 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 60 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 4.25 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 . Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
X-X	320.45	0.49	2.5	vérifiée
Y-Y	203.35	0.31	2.5	vérifiée

2. A L'ELS : (FN)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Béton}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\mu \times f_{ij}} \right) = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{Acier}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Sens	Localisatio	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
X-X	Travée	240.61	$6.97 \leq 15$	Vérifiée	$227.54 > 201.63$	NON Vérifiée
	Appui	-287.24	$13.73 \leq 15$	Vérifiée	$579.95 > 201.63$	NON Vérifiée
Y-Y	Travée	95.68	$3.09 \leq 15$	Vérifiée	$204.36 > 201.63$	NON Vérifiée
	Appui	-135.42	$6.04 \leq 15$	Vérifiée	$229.59 > 201.63$	NON Vérifiée

On remarque que pour les nervures les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer le ferrailage à L'ELS ,les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 . Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

<i>Position</i>	<i>Sens</i>	M_{ser} (KN.m)	$A_{SERadopté}$ (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)
<i>X-X</i>	<i>Travée</i>	240.61	24.54	5HA25
	<i>Appui</i>	-287.24	32.24	5HA14+5HA25
<i>Y-Y</i>	<i>Travée</i>	95.68	10.05	5HA16
	<i>Appui</i>	--135.42	15.71	5HA20

✓ Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il nécessite de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leurs sections sont d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_P = 0.2\%(b_0 \times h)$$

$$A_P = 0.2\% \times 0.60 \times 0.60 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } A_P = \mathbf{4HA16} = \mathbf{8.04 \text{ cm}^2}$$

❖ Schémas de ferrailage des nervures :

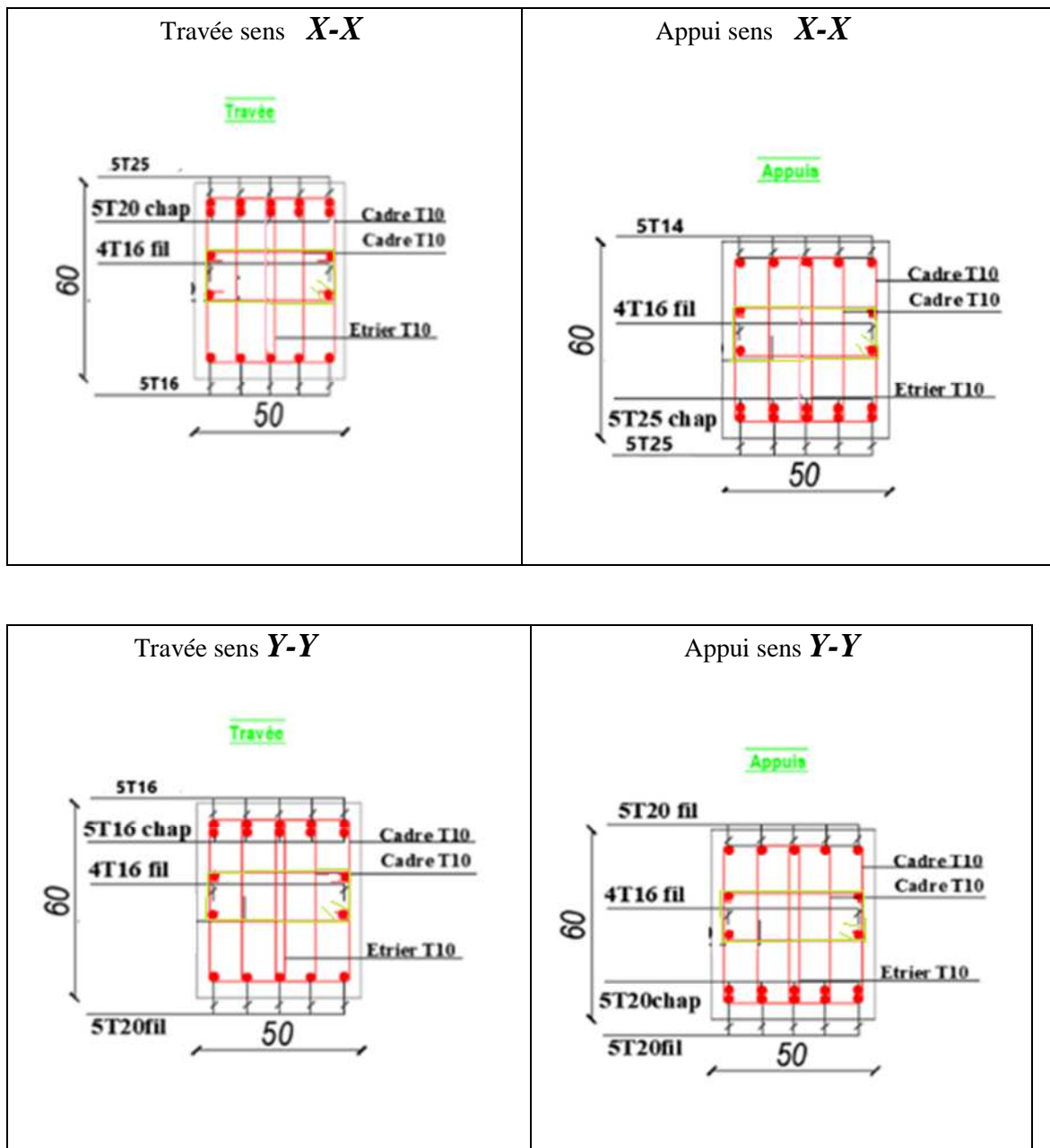


Figure VI..9. Schéma de ferrailage des nervures

VI.6. Voile périphérique :

VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile Périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2$ m
- La longueur $L=6.60-0.6=6$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.6.3. Caractéristiques du sol :

Comme nous n'avons pu avoir que la conclusion du rapport géotechnique, nous étions dans

l'obligation de choisir les données nécessaires au calcul d'une manière approximative en fonction de la nature du sol.

- Le poids spécifique $\gamma = 18KN /m^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 8^\circ$
- La cohésion $c=0.40$ bars

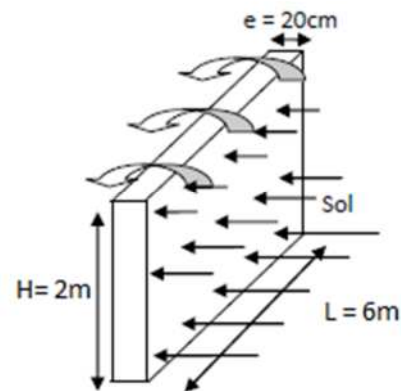
VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

• La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2 \times 18 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{8}{2}\right) - 2(0.4) \times \tan\left(\frac{180}{4} - \frac{0.4}{2}\right)$$



$$G=26.51 \text{ KN/m}^2$$

• Surcharge accidentelle :

$$q= 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q= 10 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{8}{2}\right)$$

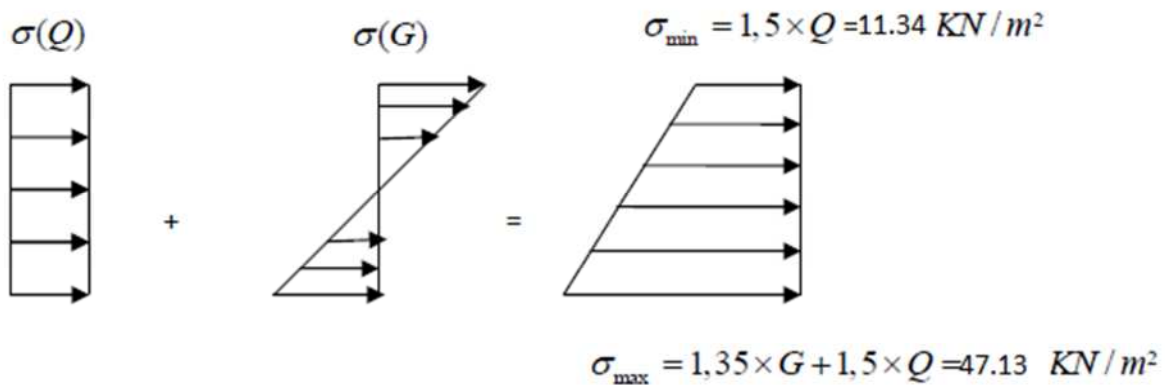
$$Q=7.56 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L' ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 1.5 \times 7.56 = 11.34 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 26.51) + (1.5 \times 7.56) = 47.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 38.18 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 38.18 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$Lx=2\text{m}$$

$$b=1\text{ml}$$

$$Ly=6 \text{ m}$$

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

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2}{6} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans un seul sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{38.18 \times 6^2}{8}$$

$$M_{0x} = 171.81 \text{ KN.m}$$

- Les moments corrigés :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 171.81 = 146.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 171.81 = -85.90 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$$

zone	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
Travée	146.04	0.317	0.494	0.144	29.14	2	6HA25=29.45
Appui	-85.90	0.187	0.261	0.161	15.33	2	8HA16=16.08

Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphériques.

-E spacements :

$$St \leq \min(3e; 25cm) \Rightarrow St = 25cm$$

-Armatures de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{Atx}{4} = 7.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on choisit } 4HA16=8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.6.2 Vérifications a l'ELU :

-Calcul des efforts tranchants :

$$V_u = \frac{qu Lx}{2} \times = \frac{38.18 \times 2}{2} = 36.75 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 36.75 \text{ KN}$$

-Vérification de l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.20 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

A l'ELS :

-Calcul des moments :

soit : $\sigma_{\max} = G+Q = 34.07 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\min} = Q = 7.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 27.44 \text{ KN/m}^2$$

Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \frac{q_s l x^2}{8}$$

$$M_{0x} = 13.72 \text{ KN.m}$$

-Les moments corrigés :

$$M_t^x = 0.85 M_{0x} = 11.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ax}} = -0.5 M_{0x} = -6.86 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right)$$

zone	MS (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	obs
Travée	11.66	8.94	60077.66	1.73 < 15	vér	26.37 < 201.63	vér
Appui	-6.86	7.33	40588.11	1.24 < 15	vér	27.05 < 201.63	vér

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

-schéma de ferrailage du voile :

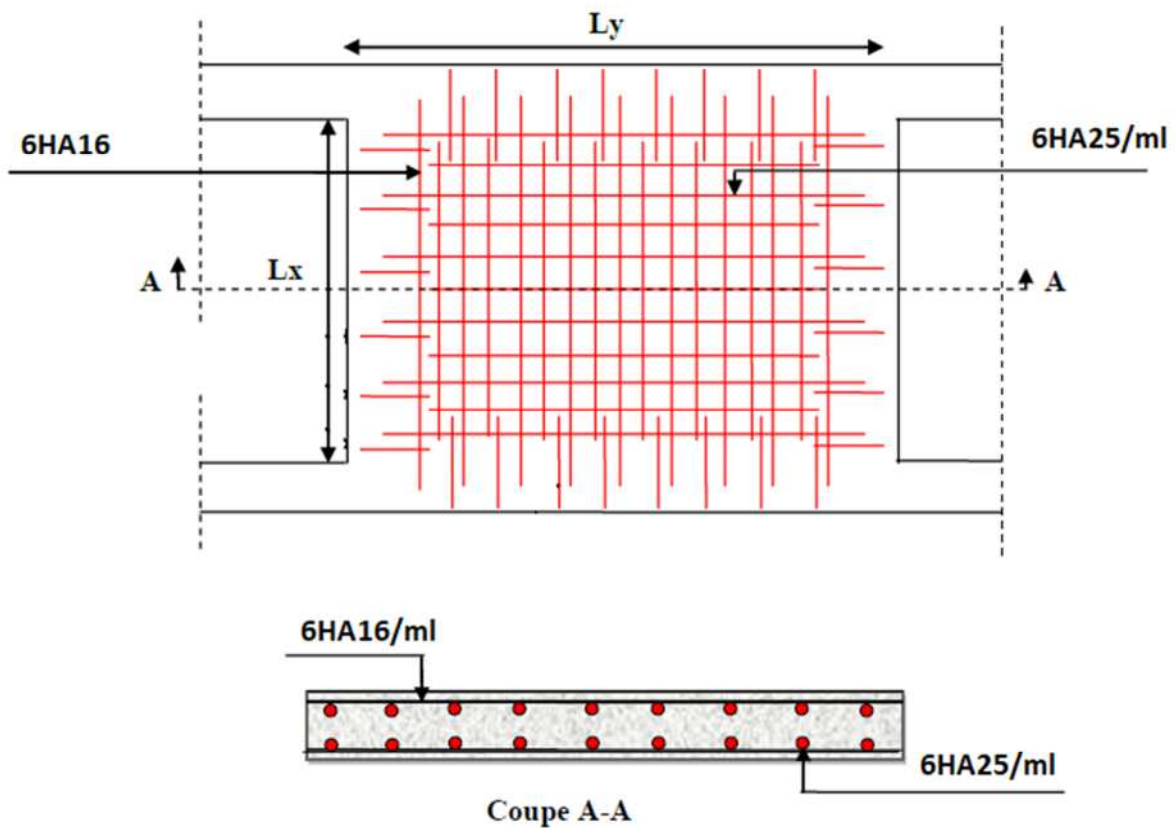


Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrillé comme un plancher encasté au niveau de la semelle

Conclusion

Conclusion

Dans l'ensemble de ce travail, nous avons essayé de présenter les étapes à suivre pour réussir un projet de construction,

Cette étude nous a permis d'appliquer toutes nos connaissances déjà acquises durant le cursus universitaire en plus, on a complété notre formation dans un bureau d'étude pour apprendre la méthode de calcul par logiciel (**ETABS 16**), tout en respectant la réglementation en vigueur, et d'en faire un certain nombre de conclusions ;

Parmi celles-ci, on peut citer :

- 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.

- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à mettre dans une structure et elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux

- Les sections des poteaux choisis au chapitre deux (pré dimensionnement) ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au redimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

- Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qu'on a dans notre structure.

Outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

De ce fait, cette étude était la première expérience pour notre métier d'avenir, à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises (Bureau d'étude BET w.Bejaia , Bureau d'étude OUATAH) qui nous permet d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Bibliographie

- ❖ **D.T.R-BC.2-41 CBA93** : (Code De Béton Armé).
- ❖ **D.T.R-BC.2-48 (RPA 99 révisée 2003)** : (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ **Le BAEL 91 modifiées 99** : (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ **DTR-BC2.2** : (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS, Octobre 1988.).
- ❖ **DTR-BC2.331** : (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ❖ Mémoires de fin d'étude.

ANNEXE 1

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

Annexe 2

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 3

Caractéristiques générales

Élévation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Alimentation	collective (système sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance min entre niveaux	255 cm		

Haut. 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	
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	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	87	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	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
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	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	12500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	3000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de Liaison des Associations de Personnes Handicapées (autonomes) (emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés directs et indirects (voir norme).

Ce document est le résultat de la collaboration de plusieurs personnes handicapées. Il est accompagné d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

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 portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
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
	1,50	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
			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
1250 16 pers.	1,00	2 v	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
	1,50	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	
1600 21 pers.	1,00	2 v	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
	1,50	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	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30 300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les puissances sont calculées suivant la norme CEN 15-100 et CEN 105-105.

ANNEXE 4

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

✓ **Hypothèses de calcul**

Les résultats de calcul sont insérés dans le tableau suivant

D(m)	B/L	γ_1	γ_2	N_γ	N_q	N_c	φ°	Cuu (bars)	Qadm (bars)
2	0.5	1.8	1.8	0.27	2.06	7.53	8	0.40	1.7
3	0.5	1.8	1.8	0.27	2.06	7.53	8	0.40	1.9

Ces sols peuvent développer des contraintes admissibles de l'ordre de **1.7 et 1.9 bars** pour des fondations superficielles dont $B/L = 0.5$ et ancrées successivement à 2 et 3 m de profondeur

7. CONCLUSION

Le site destiné pour la construction d'une promotion immobilière, projetée au lieu dit Ibachirene sis à Oued Ghir, wilaya de Bejaia, est situé sur un versant présentant une pente faible.

Le sous-sol du site est constitué par des :

- Eboulis de pente.
- Argiles Marneuses beiges à jaunâtres avec passage de blocs gréseux.
- Marnes grises moyennement compacte

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées, des résultats des essais pénétrométriques, ainsi que les résultats des essais au laboratoire nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à 2 et 3 m de profondeur et de prendre des contraintes admissibles respectivement de **1,70 à 1,90 bars**

Le site d'étude est limité par un ravin il y'a lieu de prendre des précautions contre les phénomènes d'érosion

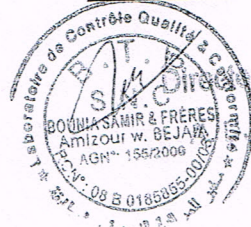
Afin d'assurer la stabilité du versant et de l'ouvrage il y'a lieu d'effectuer et d'intercepter les venues d'eau et d'opter pour un drainage efficace des eaux et des dispositifs de confortement.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la commune de BEJAIA est classée en zone IIa, de sismicité moyenne, d'où Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure

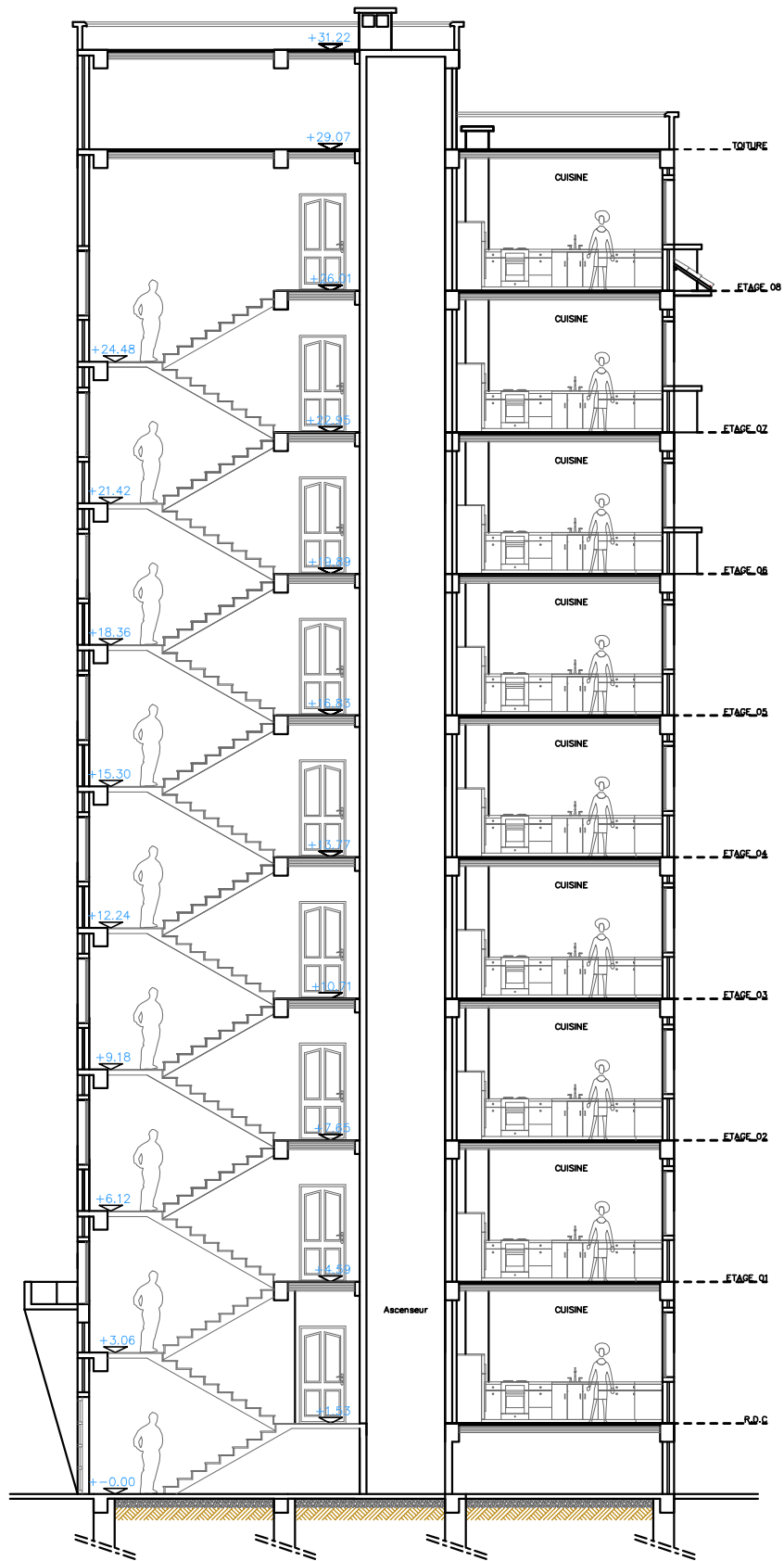
Ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique de l'infrastructure.

Ingénieur Chargé De L'étude

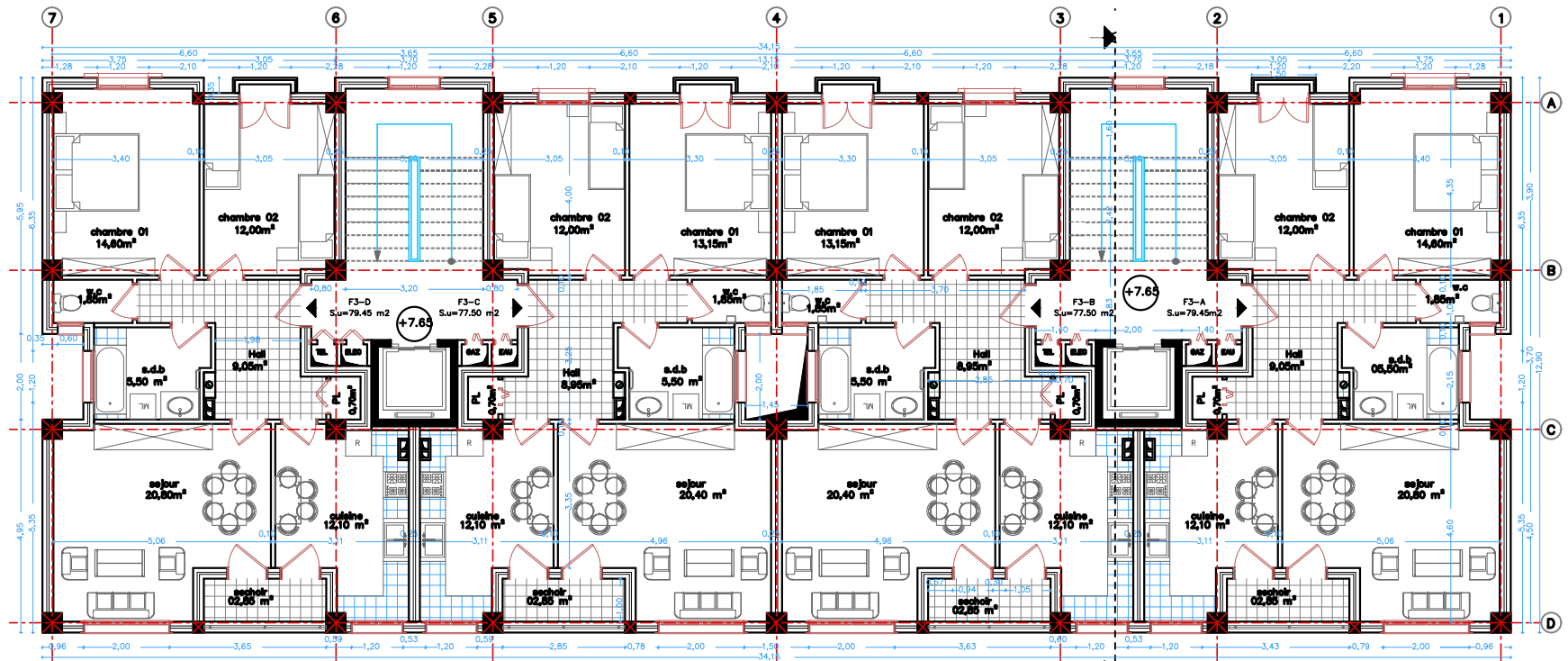
Le Directeur



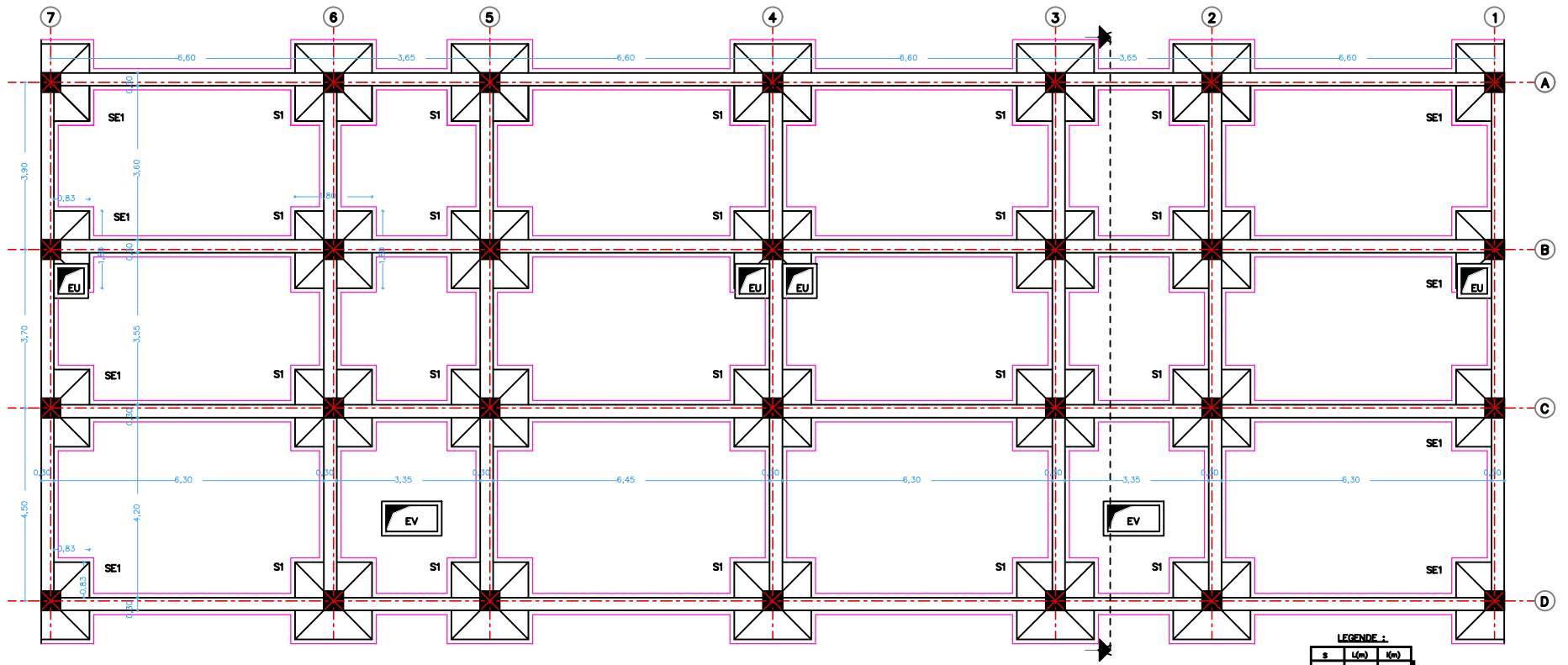
ur de l'
OUDE



COUPE A-A
BLOC A4



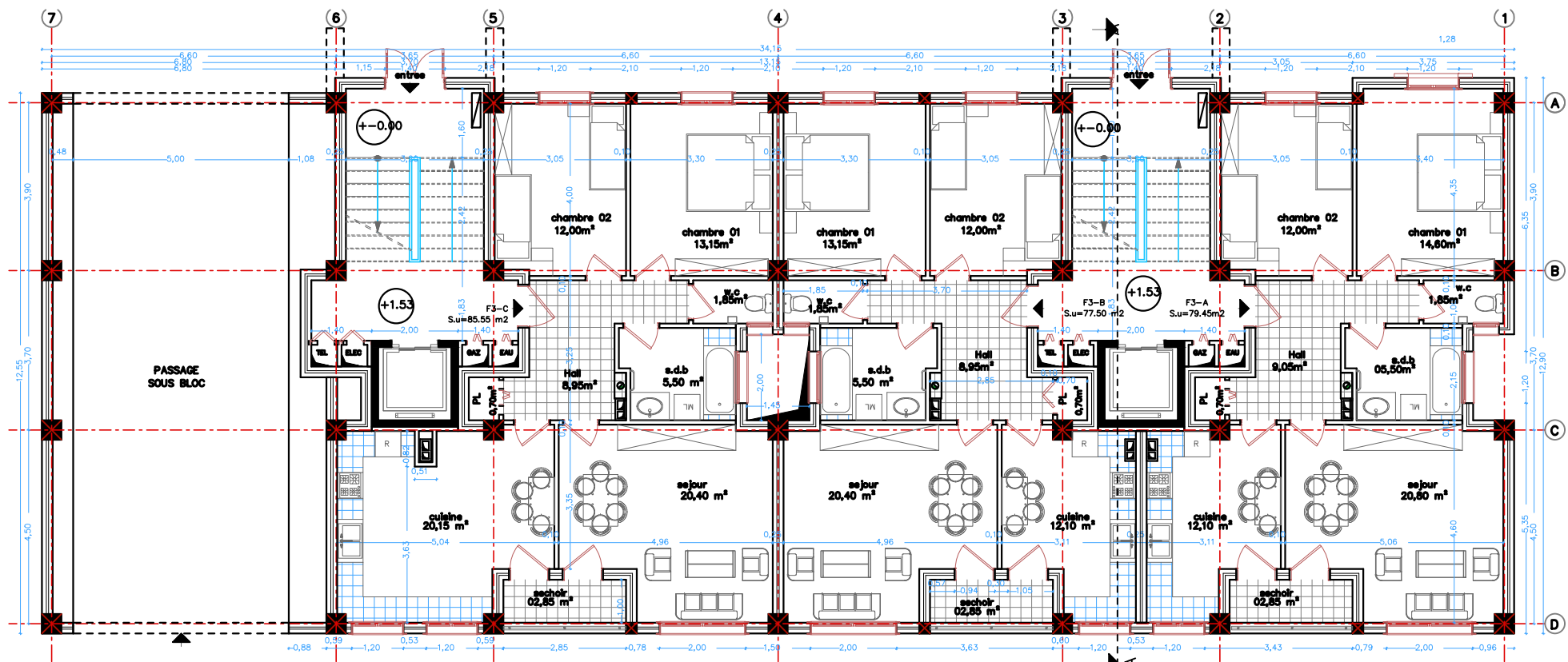
PLAN ETAGE 02,03,04,05
BLOC A4



PLAN FONDATIONS
BLOC A4

LEGENDE :

s	l(m)	l(m)
S1	1,80	1,80
SE1	1,80	0,83



PLAN R.D.C
BLOC A4