

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

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

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10+sous-sol) a usage multiple
(habitation et commerce) contreventé par un système constitué
par des voiles porteurs.

Présenté par :

BENKERROU Amokrane

YAHIA Massinissa

Encadré par :

M^r A. OURABAH

Soutenu Le 04 octobre 2020 devant le jury :

Mr A. BOUROUBA

Mme D. BOUAYAD

Année universitaire 2019-2020

Remerciement

'Dans la vie comme j'ai toujours dit Agheluy dlehfada thanekra dess3aya'

Nous tenons tout d'abord a remercier le grand maitre MATOUB LOUNES paix a son âme qui nous a servis de guide tout au long de notre vie et restera a tout jamais gravé dans nos mémoire jusqu'à la fin des temps repose toi en paix,

Nous ne pouvons jamais assez remercier nos très chers parents qui sont toujours a nos cotés longue et heureuse vie a vous bonne santé.

Remerciements aux deux familles YAHIA et BENKERROU

Nos vifs remerciements a Mr A.OURABAH notre promoteur, pour son aide précieuse, ces critiques constructives, ses explications et suggestions pertinents et pour la qualité de ses orientations tout au long de ce travail.

Egalement nous remercions les membres qui nous font honneur en examinant et juger notre travail.

Tout notre respect, et sincères remerciements à toute la famille du département de génie civil a tout nos enseignants qui ont contribués a notre formation en particulier Mme OUARI et Mr TAHAKOURT.

Comment oublier nos chers amis qui ont apporté leur soutien sur tous les plans sans cesse Noredine Mounir Saadi Yanis Massi Kamel et tout les autres.

Une pensée a toutes les victimes du COVID-19 et nous souhaitons un prompt rétablissement a ceux qui sont atteint, chapeau bas a tout les secteurs médicaux qui ont travailler acharnement pour lutter contre cette pandémie.

Dédicaces

Je dédie ce travail

Je dédie ce travail accompagné d'un profond amour à la mère des sentiments fragiles qui ma bénie par ces prières à la source d'amour ma maman

A mon support dans ma vie, qui m'a appris m'a supporté et ma dirigé mon père

A ma grand mère qui ma appris beaucoup des choses

A mes chères frères et sœurs que j'aime énormément je vous remercie pour votre soutien durant tout le parcours de ma vie et vous conseils

A mes nièces et mes neveux que j'aime

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, que j'aime ma petite copine

A vous mes amis qui m'ont encouragé en particulier mes copine de chambre L302 et les gens de 17 octobre 1961

Mes amis mhend hacen yacine hamidouche riad boujdemaa et toute l'équipe de taxi phone

A toute l'équipe Quik copy (Yassine yuba et sofiane) pour votre gentilles en vers les étudiants et nous en particulier

A mon binôme Amokrane et sa famille qui me prisent ma deuxième famille surtout tassadit

J'aurais amie la présence de toute la famille et amis mais bon les conditions nous sont pas a notre avantage

Massinissa

Dédicaces

Je dédie ce travail

Aux meilleurs parents au monde,

Ma grand-mère que j'aime énormément Ounissa, mon père Malek BENKERROU, ainsi que ma mère Ghania LALAOUI vous êtes pour moi un exemple, un guide, le repère l'exemple concret du respect, honnêteté, naïveté, je tiens énormément à honorer les merveilleux êtres que vous êtes. Grace à vous à vos leçons et merveilleux cours j'ai appris et eu une meilleure vision du monde et surtout appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais vous remercier pour votre amour, générosité, compréhension... Votre soutien fut une lumière dans tout mon parcours aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai eu toujours pour vous. Ce travail est le fruit de tous les sacrifices que vous aviez déployés pour mon éducation et ma formation, longue et heureuse vie à vous mes chers parents bonne santé.

A mes frères et sœurs,

Je tiens à exprimer mon respect envers vous car sans vos encouragements, motivations je ne serai aucunement arrivé aujourd'hui ou je suis merci je vous aime tous et particulièrement ma chère sœur Tassadit qui nous a énormément soutenu durant tout notre parcours la femme la plus courageuse en qui j'ai eu toujours la foi t'es une lumière courage à toi aussi fonce beaucoup de succès t'ai réservé.

A la femme qui illumine ma vie,

A celle qui m'a comblé sans cesse ta présence à mes côtés, particulièrement cette année vaut énormément, tu es une lumière avec toi que j'ai eu l'occasion de découvrir et d'apprendre beaucoup de choses aujourd'hui, je t'encourage à continuer dans le droit chemin à être toujours la femme la perle rare que tu es je compte sur toi einsteinatoun je t'aime.

A toute la famille LALAOUI

Les mots ne suffisent pas pour m'exprimer, Nedjima, Didouche, Ghiles, Sidali, Abdelkader, ma tante Hayette, mes grands parents, Kahina et aref ainsi que Khalef et tout le personnel de l'entreprise LH-industry

A tout mes amis,

Que j'ai connu durant tout mon parcours, mes amis au sein de la R, U 17 octobre tout les gens d'adekar de bout en bout et mes copains L302 je vous aime tous vous êtes une deuxième famille, à toute l'équipe Quick Copy Yacine, Youba et sofiane à qui j'exprime tout mon respect chapeau je vous aime infiniment.

Amokrane.

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction	2
I.2. description de l'ouvrage	2
I.3.Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.3.1 Caractéristiques architecturales.....	2
I.3.2 Contreventement	2
I.3.3 Éléments secondaires	2
I.4. Règlements et normes utilisés	3
I.5. Méthodes de calcul.....	3
I.6.Matériaux	4
I.6.1.Béton	4
I.6.2.Aciers	7
I.7. Actions et sollicitations.....	9
I.7.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1).....	9
I.7.2. Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1).....	9
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Les planchers	11
II.2.1. Planchers à corps creux	11
II.2.2. Les poutrelles	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.3.1. Les poutres principales	13
II.3.2. Les poutres secondaires	14
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	14
II.6. Pré-dimensionnement des escaliers	15
II.6.1.Type d'escalier	15
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	16
3.Plancher étage courant.....	17
II.9.1. Vérification à la compression simple	24
II.9.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement).....	25
II.9.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003	25
II.10. Conclusion	26

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	27
III.2. Calcul des planchers	27
III.2.1. Plancher à corps creux	27
III.2.2. calcul des sollicitations dans les poutrelles	27
III.2.3. Ferrailage des poutrelles	33
III.2.4 Vérifications nécessaires	34
III.2.4.1 Vérifications à l'ELU	34
III.2.4.2 Vérifications à l'ELS	35
III.2.4.3 Vérification de la flèche	37
III.3. Calcul des dalles pleines	40
III.3.1. Données de différentes dalles	41
III.3.2. Calcul des sollicitations	41
III.3.3. Calcul du ferrailage	42
III.3.4. Evaluation de la flèche	45
III.4. Etude de la poutre de chaînage	46
III.4.1. Dimensionnement	46
III.4.2. Calcul des sollicitations	46
III.4.3. Ferrailage à l'ELU	47
III.4.4 vérifications à L'ELU	47
III.4.5. Vérifications à l'ELS	47
III.4.6 Vérification de la flèche	48
III.5. Etude de l'acrotère	48
III.5.1 Hypothèses de calcul	49
III.5.2 Evaluation des charges et surcharges	49
III.5.3. Calcul des sollicitations	49
III.5.4. Ferrailage de l'acrotère	51
III.5.4.1 Vérification à l'ELU	51
III.5.4.2 Vérifications à l'ELS	52
III.6. Etude des escaliers	53
III.6.1 calcul des sollicitations	54
III.6.2 Ferrailage	54
III.6.2.1 vérifications à L'ELU	55
III.6.2.2 vérification à l'ELS	55
III.6.2.3 Vérification de la flèche	56
III.7 Etude de la poutre brisée	57

III.7.1 Dimensionnement	57
III.7.2 Ferrailage opté et vérification nécessaires	58
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Introduction	59
IV.2.Choix de la méthode de calcul	59
IV.3.Modélisation :	59
Figure. IV.4 : Mode 1 (torsions suivant l'axe Z-Z)	64
Figure.IV.5 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)	64
IV.4.Résultats obtenus :	64
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003	67
IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	67
IV.5.2. Période de vibration et participation massique	68
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	69
IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	71
IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	72
IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit	73
IV.5.7. Conclusion :	74
Chapitre V : calcul des éléments principaux	
V.1. Introduction	75
V.2. Etude des poteaux	75
V.2.1. Recommandations	75
V.2.2. Sollicitation de calcul	77
V.2.3. Calcul du ferrailage	78
V.2.4. Vérifications à ELU	81
Tableau. V.6. Vérification des contraintes au cisaillement	82
V.2.5. Vérification à l'ELS	83
V.3. Etude des poutres	84
V.3.1. Recommandations	85
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	85
V.3.3. Vérifications nécessaires	87
V.3.3.1.. Vérifications à l'ELU	87
V.3.3.2.Vérification à l'ELS	88
V.3.3.3. Vérification de la zone nodale	89
V.4. Étude des voiles	92

V.4.1. Introduction	92
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003	93
V.4.3. Exemple de calcul.....	94
V.4.4.Ferraillage des voile.....	95
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	99
VI.2. Combinaisons de calcul.....	99
VI.3. Reconnaissance du sol.....	99
VI.4. Choix du type de fondation	99
VI.4.1. Radier général	99
VI.4.1.1. Caractéristiques géométriques du radier	100
VI.4.1.2. Vérifications nécessaires	101
VI.4.2. Interprétations des résultats	102
VI.4.2.1. Vérification au cisaillement.....	102
VI.4.2.2. Vérification au poinçonnement	102
VI.4.2.3. Vérification de la poussée hydrostatique.....	103
VI.4.3. Ferraillage du radier général	103
VI.5. Etude des nervures	106
VI.5.1. Définition des charges qui reviennent aux nervures	106
VI.5.2. Calcul des sollicitations.....	107
VI.5.4. Vérifications nécessaires	109
VI.5.4.1. Vérification des efforts tranchants à l'ELU	109
VI. Etude de voile périphérique.....	111
VI.1. Introduction	111
VI.2. Dimensionnement des voiles.....	111
VI.3. Ferraillage du voile périphérique	111
VI.3.1.Vérifications	113
Conclusion	114

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : type des dalles pleines.....	13
Tableau II.2 : évaluation des charges de l'acrotère	14
Tableau II.3 : évaluation des charges de l'acrotère	16
Tableau II.4 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible.....	17
Tableau II.5: évaluation des charges du plancher étage courant	17
Tableau II.6: évaluation des charges de la dalle pleine	17
Tableau II.7: évaluation des charges des murs extérieures	18
Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier	18
Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée	18
Tableau II.10: section des poteaux préalable.	19
Tableau II.11 Descente de charge C4.....	20
Tableau II.12 Descente de charge D4.....	22
Tableau II.13 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux.....	23
Tableau II.14 Vérification à la compression simple.....	24
Tableau II.15 section de poteau.....	24
Tableau II.16 Vérification à la stabilité de forme (flambement)	25

Chapitre III : calcule des éléments secondaires

Tableau III.1. Types de poutrelles.	29
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	30
Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions	30
Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	32
Tableau III.5. de ferrailage des déférents types de poutrelles	36
Tableau III.6 vérification de la flèche de poutrelle	39
Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	40
Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU	40
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau III.10. Données des différents types de dalle pleine	41
Tableau III.11. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	43
Tableau III.12. Vérification de l'effort tranchant.	44
Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU	44
Tableau III.14. Vérifications des contraintes à l'ELS.	44
Tableau III.15. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	45
Tableau III.16. Moments et ferrailages correspondant.....	47
Tableau III.17. Vérification des contraintes	48
Tableau III.18. Vérification de la flèche poutres de chinage	48
Tableau III.19. Combinaisons d'action de l'acrotère.	49
Tableau III.20. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 1)	54
Tableau III.21. Ferrailage de l'escalier Type 1	54
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.....	55
Tableau III.23. ferrailage volée 2	56
Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS.....	56

Tableau III.25. vérification de la flèche de deux volées	56
Tableau III.26. Calcul en flexion simple et en torsion	57

Chapitre IV : étude dynamique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	60
Tableau IV.2 : Valeurs de V dynamique selon les deux sens	65
Tableau IV.3 : Valeurs de V dynamique selon les deux sens	65
Tableau IV.4 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x).....	65
Tableau IV.5 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x).....	66
Tableau IV.6 : Valeurs de V dynamique selon les deux sens	66
Tableau IV.7: Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges verticales	67
Tableau IV.8 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sou charges horizontales (sens x-x).....	67
Tableau IV.9: Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens y-y).....	67
Tableau IV.10 : Vérification des forces sismiques a la base	68
Tableau IV.11 : Vérification des forces sismiques à la base après amplification	68
Tableau IV.12 : Périodes de vibrations et participations massiques	68
Tableau IV.13 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges verticales	69
Tableau IV.14 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x).....	70
Tableau IV.15 : Pourcentage repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (Sens y-y)	71
Tableau IV.16 : Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux.....	72
Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	73
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit	73
Tableau IV.19 : Dimensions finales des poteaux	74

Chapitre V : étude des éléments principaux

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	76
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	78
Tableau. V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	79
Tableaux. V.4. Ferrailage transversales des poteaux	80
Tableau. V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	81
Tableau. V.6. Vérification des contraintes au cisaillement	82
Tableau V.7. Vérification des contraintes dans le béton	83
Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales (40×45) cm ²	85
Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires (40×45) cm ²	86
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.....	87

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	88
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton	88
Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux	89
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales	90
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires	90
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale	91
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	91
Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile	93
Tableau V.19. ferrailage du voile	94
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile groupe 1	95
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile groupe 2	96
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1	97
Tableau V.23 . Sollicitations et ferrailage du voile groupe 3	97

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Tableau VI. 1. Vérifications des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles	102
Tableau VI.2. Section d'armateur du radier.	105
Tableau VI.3. Vérifications des contraintes à l'ELS.	105
Tableau VI.4 vérifications à L'ELS	105
Tableau VI.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X.....	107
Tableau VI.6. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y.....	108
Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens .À l'ELS	108
Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.	108
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.	109
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.	110
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.	110
Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphériques.....	112
Tableau VI.13. Vérification des contraintes.....	113
Tableau VI.14. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	113

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton	5
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton	6
Figure I.3 Diagramme contrainte	7
Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU.....	8

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : plancher à corps creux.....	11
Figure II.2 : sections de la poutrelle	11
Figure II.3. Schema d'escalier	15
Figure II.4. type d'escalier.....	15
Figure II.4. Coupe du poteau.....	19

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	30
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées	31
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées	32
Figure.III.4. Schéma statique de la dalle D1	41
Figure III.5. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	46
Figure III.6. Modèle de calcul de l'acrotère	48
Figure III.7. Coupe transversale de l'acrotère	48
Figure III.8. Section de l'acrotère à ferrailer	50
Figure III. 9 schéma d'escalier	52
Figure III. 10 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU	53
Figure III.11. Section d'escalier à ferrailer	54
Figure III.12 schéma statique de la volée 2	55
Figure III.13. Vue en élévation de la poutre brisée	56
Figure III.14. Schéma statique de la poutre brisée.....	56

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1:spectre de réponse	62
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.....	63
Figure IV.3 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 16	63
Figure. IV.4 : Mode 1 (torsions suivant l'axe Z-Z).....	64
Figure.IV.5 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)	64

Chapitre V : étude des éléments principaux

Figure .V.1. Zone nodale	76
Figure .V.2. Ancrage des armatures transversales	77
Figure V.3. Section d'un poteau	83
Figure .V.4. Répartition des moments dans les zones nodales.....	89
Figure .V.5. Diagrammes des contraintes.....	94

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X et Y-Y	107
Figure VI.2. Schéma de nervure	109

Liste des Symboles et Notations

I	Moment d'inertie
I_f	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
L_{max}	Longueur maximales entre deux éléments porteurs
L_x	Distance entre nus de poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M₀	Moment isostatique
N	Effort normale
n	Nombre de marche sur la volé / coefficient d'équivalence acier béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
T₁ T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids de la structures
σ_{bc}	Contraintes de compression du béton
σ_{st}	Contraintes de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_w	Poids volumiques de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé
A', A_{ser}	Section d'acier comprimé / section d'acier à l'ELS
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de la zone
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section du béton
B_r	Section réduite
b	La largeur en générale
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
Q_{x,y}	Facteur de qualité suivant les deux sens x et y
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Yong instantané
E_v	Module de Yong différé

E_s	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
f_{bu}	Contrainte de compression du béton
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{c28}	Résistance a la compression du béton a 28 jours
f_{ji}	Flèche instantané due aux charges permanentes sans revêtement
f_{gi}	Flèche instantané due aux charges permanentes
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes
Δ_f	Flèche totale
Δf_{amd}	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux
h_r	Hauteur de la dalle du radier
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression
h_e	Hauteur de l'étage libre
V_{st}	Force sismique statique
V_{dyn}	Force sismique dynamique
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible de compression du béton

Introduction

Le génie civil est un nom qui représente ou désigne la construction en générale et représente les différentes techniques de construction civiles.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste dont principalement :

- Travaux publics (hydraulique, transport)
- Bâtiment

L'élaboration d'ouvrages fiables (sécurisés) et durables est primordiale en génie civil, car le mot (sécurité) est l'élément fondamental dans ce domaine et ce afin de veiller à répondre aux besoins de la société civile, alors une catégorie de personnes appelée (Ingénieurs en génie civil) intervient et s'occupe de l'exécution de ces nécessités.

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

En se basant sur nos connaissances acquises tout au long de notre formation et les différents règlements nous allons effectuer l'étude d'une construction (R+10+ Sous sol a usage mixte habitation et commerces) implanté a Bejaïa. Le présent mémoire récapitule notre travail.

Le travail effectué est reparti suivant le plan de travail suivant :

- Chapitre I : Généralités.
- Chapitres II : Pré-dimensionnement des éléments.
- Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.
- Chapitre IV : Etude Dynamique de la structure.
- Chapitre V : Etude des éléments structuraux.
- Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Chapitre I

I.1. Introduction

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

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

I.2. description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment R+10 à usage multiple (commerce et habitation).

Implanté à la Rue MAHFOUDI Fatah dans la ville de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité)

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment..... $h_t=46,05$ m
- Hauteur du sous-sol..... $h_s=3,74$ m
- Hauteur du RDC Niveau 1..... $h_{RDC} = 4,42$ m
- Hauteur du RDC Niveau 2..... $h_{RDC} = 4,25$ m
- Hauteur d'étage..... $h_{étage} = 3.06$ m
- La longueur totale du bâtiment... $L = 25,30$ m
- La largeur totale du bâtiment..... $l = 19,10$ m

I.3.2 Contreventement

Ossature : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 17m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.3.3 Éléments secondaires

Plancher : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Escalier : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place dans notre cas on a deux types d'escaliers à deux volées (simple, balancer rectangulaire)

Maçonnerie utilisés

- Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

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.

I.4. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Méthodes de calcul

1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6. Matériaux

I.6.1. Béton

1. Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

2. Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400\text{L Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800\text{L de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175\text{L d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

3. Caractéristiques mécaniques

1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

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

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

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

A.2.1.1.1)

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

A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

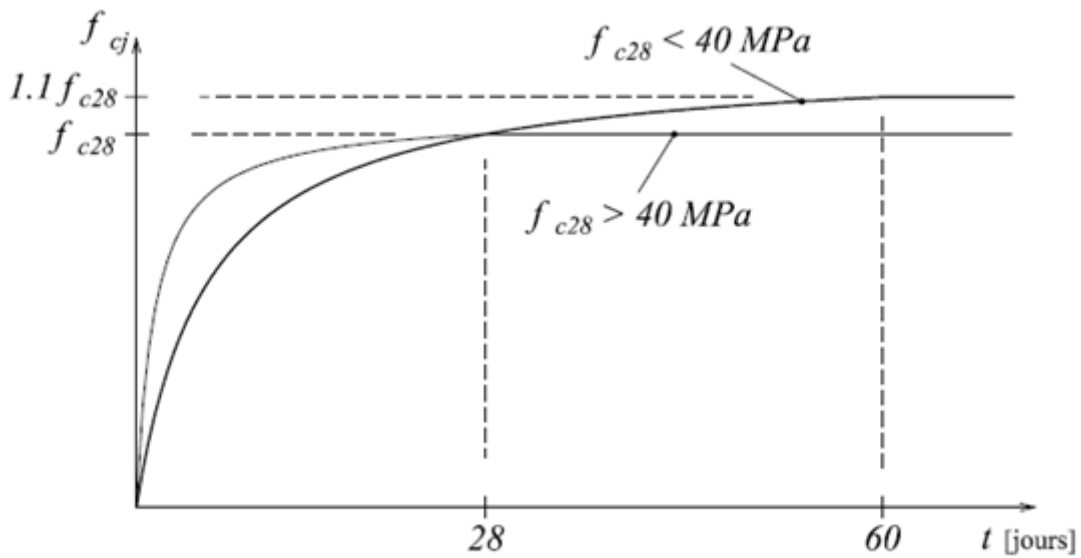


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton

2. Résistance à la traction

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

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

3. Module de déformation longitudinale du béton

a) A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art:}$$

A.2.1.1.2)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

- Coefficient de poisson

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

déformation longitudinale avec :
$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

(CBA Art A.2.1.3)

- **Le module de déformation transversale du béton G**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

4. Diagramme contrainte déformation

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{: Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & \text{: Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

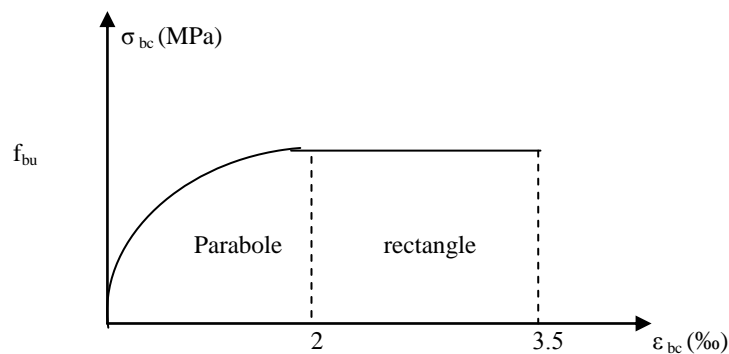
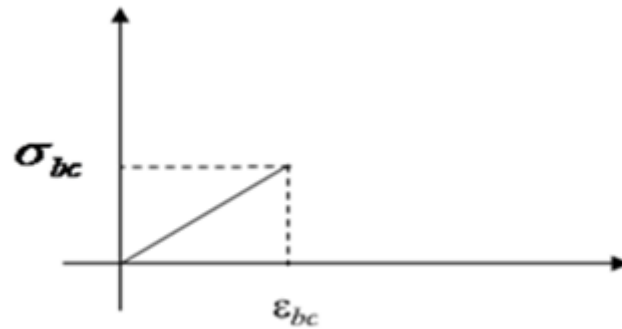


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



FigI 3 Diagramme Contrainte-Déformation de calcul à l'ELS

■ **La contrainte de cisaillement du béton**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm..}$

• **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

• **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.6.2. Aciers

1. Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

2. Caractéristiques mécaniques des aciers

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 210000 MPa.

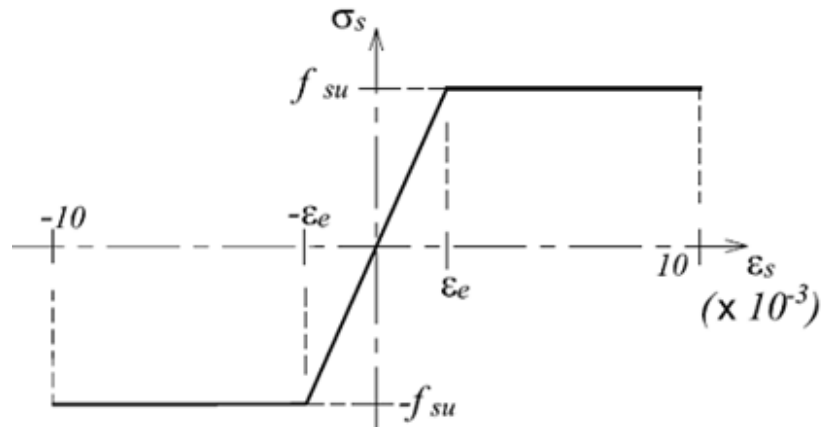


Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

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

- à E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

d) Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9h$

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

1) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

2) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

3) Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

I.7.2. Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action:

a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par

CBA 93(Art A 3.1.3.1).

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées} \\ \text{ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation} \\ \text{humaine).} \end{cases}$$

b) Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

Chapitre II

II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Les planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

Avec :L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

ht: Hauteur totale du plancher.

$$ht \geq \frac{620-55}{22,5} \geq 25,11 \text{ d'où } ht = 26 \text{ Cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (20+6).

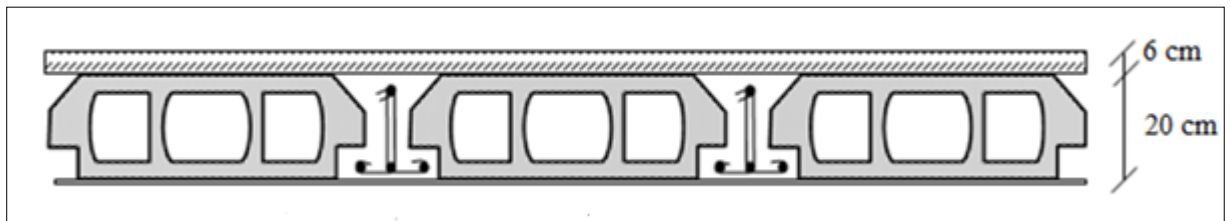


Figure II.1 : plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

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

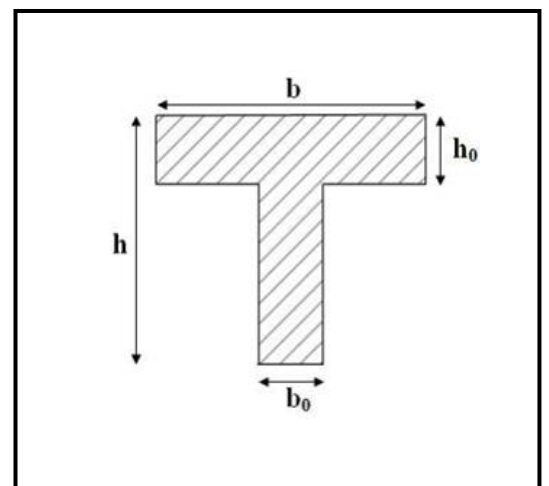


Figure II.2 : sections de la poutrelle

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles (**lx = 60 cm**).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires (**ly = 565 cm**).

$b_0 = (0,4 \text{ a } 0,6)h_t = (10,4 \text{ a } 15,6)$ d'où on opte pour un $b_0 = 12\text{cm}$;

D'où $b = 2 \times 24 + 12 = 60\text{Cm}$

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

- **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$**

(CBA93)

- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

1- Dalle sur 1 appuis

On a : $L_x = 1,50\text{m}$; $L_y = 6.51\text{m}$.

$$\frac{L_x}{20} \leq e$$

2- dalles sur 2 appuis

$L_x = 1,5\text{m}$; $L_y = 4\text{m}$.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 4.28\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}.$$

3- Les dalles sur 3 appuis

$L_x = 1.5\text{m}$; $L_y = 6.2\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{290}{50} \leq e \leq \frac{290}{40}$$

$$\Rightarrow 5.8\text{cm} \leq e \leq 7.25\text{cm}.$$

4- Les dalles sur 3 appuis (plancher)

$L_x = 3.3\text{m}$; $L_y = 4.07\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{290}{50} \leq e \leq \frac{290}{40}$$

$$\Rightarrow 5.8\text{cm} \leq e \leq 7.25\text{cm}.$$

5- Les dalles sur 3 appuis plancher

$L_x = 3.8\text{m}$; $L_y = 4.2\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad 7.6 \leq e \leq 9.5$$

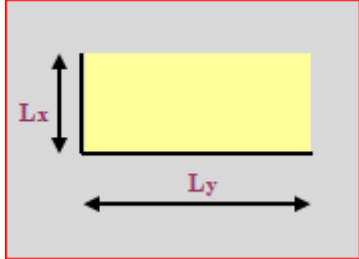
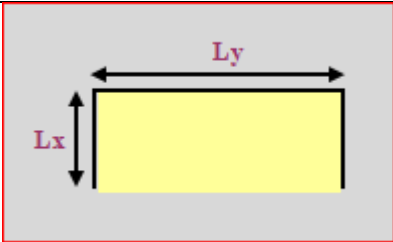
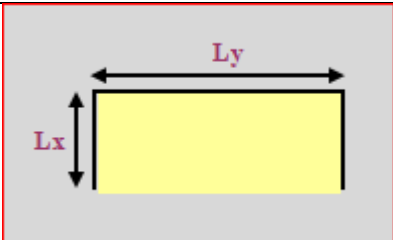
6- Les dalles sur 4 appuis plancher

$L_x=1.47m ; \quad L_y=5.7m.$

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 2.94 \leq e \leq 3.675$

Finalement l'épaisseur à retenir pour tout les types de dalle est : **e =15 cm**

Tableau II.1 : type des dalles pleines

Lx	Ly	Type	Schéma
1,5	4	dalles sur 2 appuis	
3,3	4,04	Les dalles sur 3 appuis	
3,8	4,2	Les dalles sur 3 appuis	

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

II.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition

de la flèche qui est : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

$L_{max} = 620-60 = 560 \implies 37,33 \leq h \leq 56.$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

- b=30 ≥ 20cmvérifiée
- h = 45 ≥ 30cmvérifiée

$h/b = 1,5 \leq 4$ vérifiée (RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)

II.3.2. Les poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

$L_{\max} = 620-60 = 560 \Rightarrow 37,33 \leq h \leq 56.$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- $b=30 \geq 20\text{cm}$ vérifiée
- $h = 45 \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b = 1,5 \leq 4$ vérifiée (RPA 99 version2003Art: 7.5.1)

II.4. Pré dimensionnement des voiles

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15\text{cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

Avec h_e : hauteur libre d'étage

- Pour le sous sol RDC 1,2 on opte pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$
- Pour les autres niveaux (étages courants) $h_e = 3,06\text{m}$ $e=15\text{cm}$

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère

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

Tableau II.2 : évaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	e cm	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0,0775	25	1,9375
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,0105	20	0,21
G	2,427KN/ml			
Q	1KN/ml			

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers

e : (Epaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projeter de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

$$59\text{cm} < 2h + g < 66\text{cm}$$

Formule de **BLO NDEL**

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

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

II.6.1.Type d'escalier : le type d'escalier dans le projet est a trois volées.

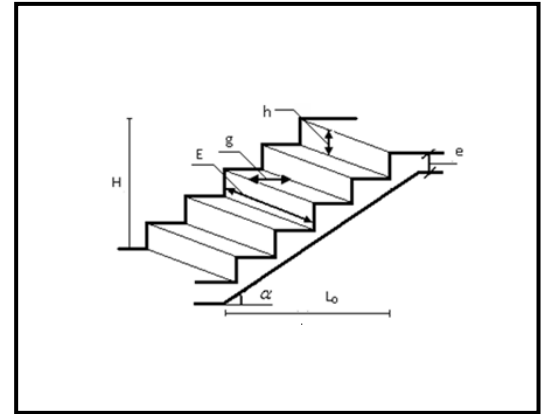


Figure II.3.Schéma de l'escalier

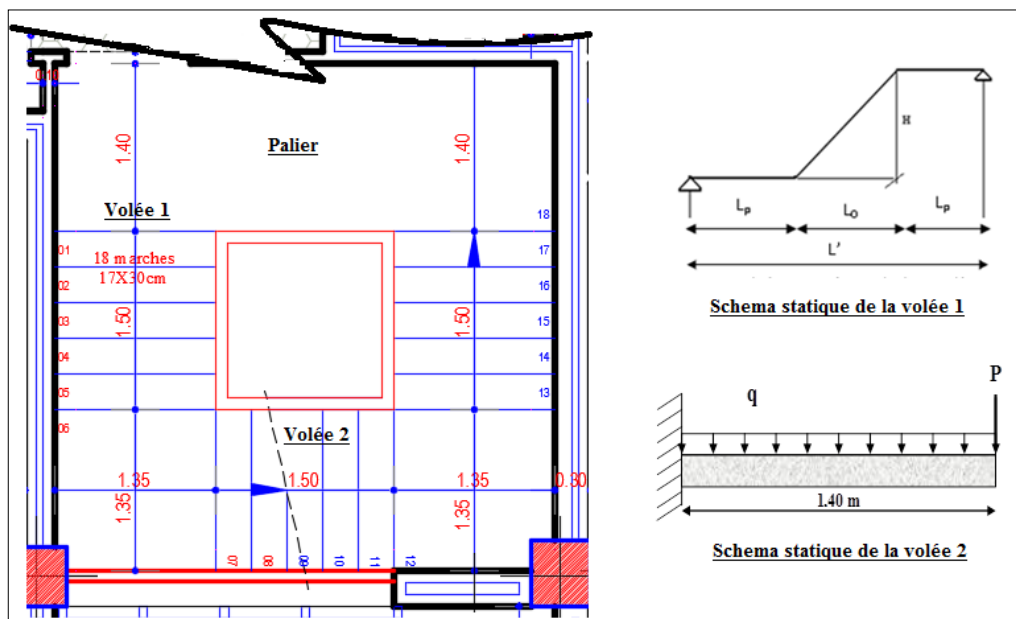


Figure II.4. type d'escalier

$$L=L'+L_p \Rightarrow L' = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} \Rightarrow L = 321.39 \text{ Cm}$$

Donc : $10.6 \leq e \leq 16.06$ On opte: **$e = 15 \text{ cm}$**

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1,02\text{m}$;

$$L_0 = 1,5\text{m}$$

Dans le projet on a un type d'escalier a trois volées
le calcul se fait en vérifiant quelque conditions :

1^{ere} condition : $(14 \leq h = (\frac{H}{n}) \leq 18)$

2^{ème} condition : $(25 \leq g = (L^0/n - 1) \leq 32)$

3^{ème} condition : $(59 \leq (2h+g) \leq 64)$

a) Détermination du nombre de marche :

Le nombre de marche est donné par la formule (1) de BLANDEL qui est la suivante : $64n^2 - (64 + 2H + L_1)n + 2H \dots\dots\dots(1)$

Avec :

n : Nombre de marches.

H : Hauteur de la volée (H=1.02 dans notre cas)

L₁ : Longueur horizontale de la paillasse (L=321.39 dans notre cas).

A.N :

L'équation (1) devient $(64n^2 - 418n + 204)$

Résolution de l'équation du second degré : $(\Delta=b^2 - 4ac)$

$\Delta=(418)^2 - (4 \times 64 \times 204) = 1225000$

$\sqrt{\Delta} = 350$

L'équation admet deux solutions l'une négative et l'autre positive la solution négative n'est pas admissible alors :

n = 6 marches.

b) Hauteur de la contre marche (h) et largeur de la marche (g) :

A partir des conditions (1 et 2) citées précédemment :

$(14 \leq (204/12)=17 \leq 18)$ La condition est vérifiée.

$(25 \leq (330/11)=30 \leq 32)$ condition vérifiée.

$59 \leq (2h+g) \leq 64 \rightarrow$ Avec $(2h+g) = 2(17)+30 = 64 \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.7. Evaluation des charges et surcharges

1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumiqueKN/m ³	PoidsKN/m ²
1	Gravillon de protection	0.04	19	0,76
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.2
5	Plancher (20+6)	0.26	16.5	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	G_{TI}		6.74Kn/m²	
	Q		1Kn/m²	

2.Plancher terrasse accessible

Tableau II.4 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
1	revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,02	20	0,4
3	lie de sable	0,02	18	0,36
4	étanchéité multi couche	0,02	6	0,12
5	isolation thermique	0,04	4	0,16
6	forme de pente	0,1	22	2,2
7	plancher 20+6	0,26	16.5	3.3
8	enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_T		6.74Kn/m²		
Q		1Kn/m²		

3. Plancher étage courant

Tableau II.5: évaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Pods (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux	26	16.5	3,30
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	10	0.1	1
G				= 5,66
Q				= 1,5

2. Dalle pleine

Tableau II.6: évaluation des charges de la dalle pleine

	Désignation des éléments	épaisseur(cm)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	2	14	0,28
Charge permanente totale G				5,19
Surcharge d'exploitation Q				3,50

5. Murs extérieurs

Tableau II.7: évaluation des charges des murs extérieures

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	15	9	1.3
2	Lame d'aire	5	/	/
3	Brique creuse	10	9	0.9
4	Enduit extérieur en	2	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	2	14	0.36
	Charge permanente G			2,96

5. Les escaliers

5.1. Palier

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle en BA	15	25	3,75
5	Enduit ciment	2	18	0,36
	Charge permanente totale G			5,27
	Surcharge d'exploitation Q			2,5

5.2. La Volée

Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée

N	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Paillasse	0,15/(cos)	25	4,53
2	Contre marche	0,17	22	1,87
3	Carrelage horizontale	0,02	20	0,4
4	Mortier de pose (H)	0,02	20	0,4
5	Carrelage verticale	0,02x(h/g)	20	0,22
6	Mortier de pose (V)	0,02x(h/g)	20	0,22
7	Enduit de ciment	0,02	18	0,4
	Charge permanente totale G			8,22
	Surcharge d'exploitation Q			2,5

II.9. Pré-dimensionnement des poteaux

- **Stabilité de forme (flambement)**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

• **Resistance à la compression :**

• $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

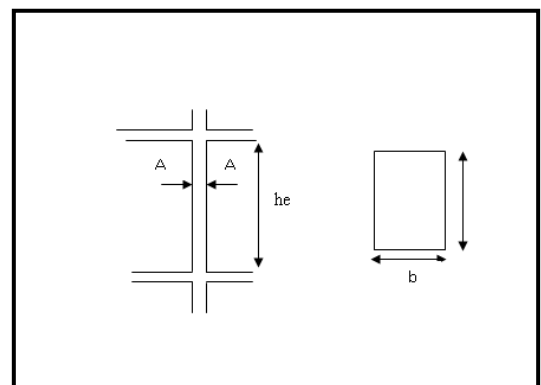


Figure II.5. Coupe du poteau

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

RPA99 (Art 7.4.1)

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Tableau II.10: section des poteaux préalable.

étages	Sous sol	Rdc-1	Rdc-2	1er	2eme	3eme
Section(b*h)cm²	75*75	75*70	70*70	65*70	65*65	60*65
Etage	4eme	4eme	5eme	6eme	7eme	8eme
Section	60*60	60*55	55*55	50*55	50*50	45*50
Etage	9eme	10eme	/	/	/	/

Section	45*45	40*45	/	/	/	/
---------	-------	-------	---	---	---	---

c. Descente de charges

Descente de charge (Poteau C4)

Tableau II.11 Descente de charge C4

Etage	Niveau	Designation	G(KN/m2)	S(m2)	G(KN)	Q(KN)
Terrasse	N13	Plancher	7,14	35,105	250,650	57,525
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		5,737	
		Somme	/		296,387	
Etage courant	N12	Venant de N13	/	34,812	296,387	115,05
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		5,737	
		Somme	/		539,160	
Etage courant	N11	Venant de N12	/	34,812	539,160	166,8225
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		6,885	
		Somme	/		783,081	
Etage courant	N10	Venant de N11	/	34,812	783,081	212,8425
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		8,0325	
		Somme	/		1028,149	
Etage courant	N9	Venant de N10	/	34,812	1028,149	253,110
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		9,371	
		Somme	/		1274,556	
Etage courant	N8	Venant de N9	/	34,812	1274,556	287,625
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		10,710	
		Somme	/		1522,302	
Etage courant	N7	Venant de N8	/	34,812	1522,302	316,388
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		12,240	
		Somme	/		1771,578	

Etage courant	N6	Venant de N7	/	34,812	1771,578	343,424
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		13,770	
		Somme	/		2022,384	
Etage courant	N5	Venant de N6	/	34,812	2022,384	375,063
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		15,491	
		Somme	/		2274,911	
Etage courant	N4	Venant de N5	/	34,812	2274,911	404,401
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		17,213	
		Somme	/		2529,159	
Etage courant	N3	Venant de N4	/	34,812	2529,159	431,438
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		19,125	
		Somme	/		2785,320	
Etage courant	N2	Venant de N3	/	34,812	2785,320	462,501
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		29,219	
		Somme	/		3051,575	
Commeriale	N1	Venant de N2	/	23,589	3051,575	606,976
		Plancher	5,66		133,514	
		Poutres	/		33,075	
		Poteau	/		33,426	
		Somme	/		3251,590	
Commeriale	N0	Venant de N1	/	23,589	3251,590	798,726
		Plancher	5,66		133,514	
		Poutres	/		33,075	
		Poteau	/		30,855	
		Somme	/		3449,034	
					Ns	4247,760
					Nu	5854,2846
					Nu*	6732,4273

Descente de charge (Poteau D4)

Tableau II.12 Descente de charge D4

Etage	Niveau	Designation	G(KN/m2)	S(m2)	G(KN)	Q(KN)
Terrasse In	N14	Dalle pleine	5,19	12,61	65,4459	12,61
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		5,737	
		Somme	/		111,1829	
Terrasse Acc	N13	Plancher	7,14	17,5525	216,422	57,525
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		5,737	
		Somme	/		262,159	
Etage courant	N12	Venant de N13	/	17,406	262,159	115,05
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		5,737	
		Somme	/		496,751	
Etage courant	N11	Venant de N12	/	17,406	496,751	166,8225
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		6,885	
		Somme	/		732,492	
Etage courant	N10	Venant de N11	/	17,406	732,492	212,8425
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		8,0325	
		Somme	/		969,379	
Etage courant	N9	Venant de N10	/	17,406	969,379	253,110
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		9,371	
		Somme	/		1207,605	
Etage courant	N8	Venant de N9	/	17,406	1207,605	287,625
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		10,710	
		Somme	/		1447,171	
Etage courant	N7	Venant de N8	/	17,406	1447,171	316,388
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		12,240	
		Somme	/		1688,266	
Etage courant	N6	Venant de N7	/	17,406	1688,266	343,424
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	

		Poteau	/		13,770	
		Somme	/		1930,891	343,424
Etage courant	N5	Venant de N6	/	17,406	1930,891	375,063
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		15,491	
		Somme	/		2175,237	
Etage courant	N4	Venant de N5	/	17,406	2175,237	404,401
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		17,213	
		Somme	/		2421,305	
Etage courant	N3	Venant de N4	/	17,406	2421,305	431,438
		Plancher	5,66		188,855	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		19,125	
		Somme	/		2669,285	
Etage courant	N2	Venant de N3	/	17,406	2669,285	462,501
		Plancher	5,66		318,008	
		Poutres	/		40	
		Poteau	/		29,219	
		Somme	/		3056,511	
Commeriale	N1	Venant de N2	/	34,812	3056,511	606,976
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		33,075	
		Poteau	/		33,426	
		Somme	/		3320,048	
Commeriale	N0	Venant de N1	/	34,812	3320,048	798,726
		Plancher	5,66		197,036	
		Poutres	/		33,075	
		Poteau	/		30,855	
		Somme	/		3581,014	
					Ns	4379,740
					Nu	6201,4702
					Nu*	7131,6907

d. Récapitulation des résultats

Tableau II.13 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux

Poteaux	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau C-4	5854,2846	4247,760
Poteau D-4	6201,47	4379,740

➤ Les calculs montrent que le poteau **D4** est le plus sollicité.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort Nu comme suit :

1. **10 %** poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. **15 %** poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.
 Dans notre cas, le portique a deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 15%.

e. La vérification cas de poteau le plus sollicité (D4)

II.9.1. Vérification à la compression simple

- **Vérification du poteau à la base (poteau de sous-sol)**

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{Nu'}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu'}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{7131.69 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.502 \text{ m}^2$$

Poteau de (0.6* 0.55) cm² ⇒ B= 0.33 m² < 0.502 m².... La condition n'est pas vérifiée faut augmenter la section une section de (0.75*0.75) = 0.562 m²

Les vérifications des autres poteaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 Vérification à la compression simple

Niveau	Nu*	Bcal	B	Badoptée
13	609,21	0,05	0,08	0,18
12	1068,09	0,09	0,08	0,20
11	1408,11	0,11	0,09	0,23
10	1796,94	0,15	0,11	0,25
9	2178,94	0,18	0,12	0,28
8	2554,13	0,21	0,14	0,30
7	2922,75	0,24	0,16	0,33
6	3290,85	0,27	0,18	0,36
5	3668,18	0,30	0,20	0,39
4	4044,37	0,33	0,23	0,42
3	4419,70	0,36	0,25	0,46
2	4989,05	0,40	0,28	0,49
1	5561,54	0,45	0,30	0,53

Tableau II.15 section de poteau

étages	Sous sol	Rdc-1	Rdc-2	1er	2eme	3eme
Section(b*h)cm ²	75*75	75*70	70*70	65*70	65*65	60*65
Etage	4eme	4eme	5eme	6eme	7eme	8eme
Section	60*60	60*55	55*55	50*55	50*50	45*50
Etage	9eme	10eme	/	/	/	/
Section	45*45	40*45	/	/	/	/

II.9.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D’après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** Le poteau doit être vérifié à l’état limite de stabilité de forme (flambement) par La Formule suivante est :

$$Nu' \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I) \quad \text{Avec : } Br = [(b-2) \times (h-2)] \text{ cm}^2 : \text{ section réduite}$$

A_s : Section d’armatures comprimées

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l’élancement λ

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec : } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : λ = $\frac{l_f}{i}$ (pour les poteaux rectangulaires)

l_f = 0,7 × L₀ : Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

L₀: Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{ rayon de giration } ; \quad I = \frac{hb^3}{12} : \text{ inertie de la section.}$$

• **Vérification du Poteau D4 au niveau du sous-sol**

L₀ = 3.74 – 0,45 = 3.29 m ⇒ l_f = 2.30 m ; I = 0.0263 ; i = 0.1875 ; λ = 12,26 < 50 ; α = 0.83

Selon le BAEL : A_s ∈ [0,8 % B_r ; 1,2 % B_r] donc On prend A_s = 1% B_r

D’après la formule (I) : $Br \geq \frac{Nu'}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0.9 \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \gamma_s)}\right)} = 0.38 \text{ m}^2$

On aura : Br = 0.73 × 0,73 = 0.533 m² B_r = 0.533 m² > 0.38 m²vérifié.

Tableau II.16 Vérification à la stabilité de forme (flambement)

Niveau	Nu	i	λ	α	Br	Brcal	Observation
13	684,82	0,12	18,60	0,80	0,16	0,038	Vérifiée
12	1109,76	0,13	16,46	0,81	0,20	0,062	Vérifiée
11	1448,48	0,13	16,46	0,81	0,23	0,080	Vérifiée
10	1847,66	0,14	14,86	0,78	0,25	0,100	Vérifiée
9	2238,73	0,14	14,86	0,78	0,28	0,130	Vérifiée
8	2621,68	0,16	13,54	0,82	0,30	0,140	Vérifiée
7	2996,78	0,16	13,54	0,82	0,33	0,165	Vérifiée

6	3370,96	0,17	12,37	0,83	0,36	0,180	Vérifiée
5	3755,40	0,17	12,37	0,83	0,39	0,200	Vérifiée
4	4138,20	0,19	11,44	0,83	0,42	0,225	Vérifiée
3	4519,61	0,19	11,44	0,83	0,46	0,246	Vérifiée
2	5095,95	0,20	14,72	0,82	0,49	0,280	Vérifiée
1	5700,95	0,20	15,45	0,81	0,52	0,318	Vérifiée

II.9.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

- $\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1,125 \leq 4$ vérifiée

II.10. Conclusion

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poteaux de s-sol (75x75) cm

Poteaux de RDC 1(75x70)

Poteaux de RDC 2(70x70)

Poteaux de 1^{er} étage (70 x65)

Poteaux de 2eme étage (65x65)

Poteaux de 3eme étage (60x65)

Poteaux de 4eme étage (60x60)

Poteaux de 5eme étage (55x60)

Poteaux de 6eme étage (55x55)

Poteaux de 7eme étage (50x55)

Poteaux de 8eme étage (50x50)

Poteaux de 9eme étage (45x50)

Poteaux de 10^{ème} étage (45x45)

Terrasse inaccessible (40x45)

Poutres principales : (40x45) cm²

Poutres secondaires :(40x45) cm²

N.B : les sections des poutres sont les mêmes pour les poutres principales et secondaires car la disposition des poutrelles n'est pas la même dans tout les étages (voir ANNEXE).

Chapitre III

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers.

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle ;
- ✓ Dalle de compression.

III.2.2. calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **Remarque** pour la disposition des poutrelles voir ANNEXE

❖ **Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**

❖ **Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ **Application de la méthode**

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{oi}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{oi} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{oi} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5KN/m^2 ; 2G)$).

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.


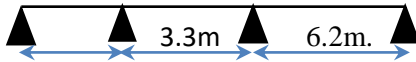



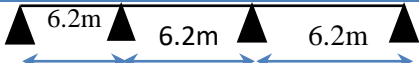
Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

Types de poutrelles

On distingue six types de poutrelles :

Tableau III.1. Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	 TA
Type 2	 EC
Type 3	 EC+TI
Type 4	
Type 5	
Type 6	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1.2.3 et 6	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 4 et 5	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 4 du plancher commercial et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 5 du septième étage (terrasse inaccessible)).

Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 (plancher commercial))

➤ **Schéma statique**

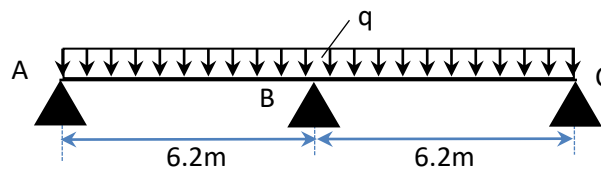


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher commercial	7.14	1.5	0,6	$P_u = 1,35G+1,5Q$	$q_u = P_u \times l_0$
				ELU $P_u = 11.89$	$q_u = 7.133$

				ELS	$P_s = G + Q$	$q_s = P_s \times l_0$
					$P_s = 8.64$	$q_s = 5.184$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

Remarque : les deux travées AB et BC sont identiques.

✓ **Calcul des moments**

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 34.274 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 24.9 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

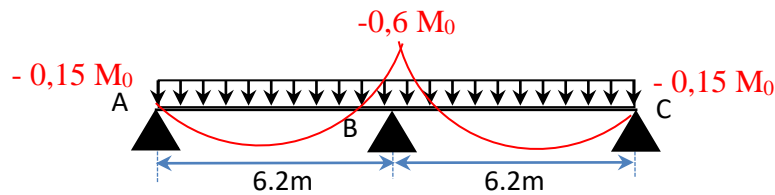


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 20.564 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 14.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 5.14 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 3.735 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{8.64} = 0,174$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,052 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,626 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,052 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,626 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 1.052 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 25.781 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 20.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

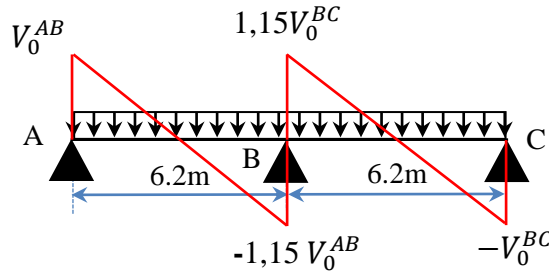


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 22.11 \text{ KN} \\ V_B = -25.429 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 25.429 \text{ KN} \\ V_C = -22.11 \text{ KN} \end{cases}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

Type	ELU				ELS		
	Ma _{rive}	Ma _{inter}	M _t	V _u	Ma _{rive}	Ma _{inter}	M _t
T.A	-5,141	-20,564	25,781	25,429	-3,736	-14,945	18,737
EC1	-4,277	-14,259	23,177	20,238	-3,096	-10,321	16,776
EC2	-4,277	-17,111	21,751	21,158	-3,096	-12,385	15,744
T.I	-4,583	-18,333	22,916	22,67	-3,347	-13,388	16,736
Com.N2-1	-6,547	-28,704	30,481	32,793	-4,609	-19,997	21,547
Com.N2-2	-6,547	-21,827	38,881	30,98	-4,609	-15,367	27,374
Com.N1-2	-6,547	-28,704	30,481	32,793	-4,609	-19,997	21,547

III.2.3. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 type de ferrailage :

Exemple de calcul (type T.A)**Données**

$$ELU \begin{cases} M_t = 25,781 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -20,564 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -5,141 \text{ KN.m} \\ V = 25,429 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 18,737 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -14,945 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,726 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 60\text{cm}$ et $l = 6,2\text{m}$.

Données : $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 12\text{ cm}$; $h = 26\text{ cm}$; $h_0 = 6\text{ cm}$; $f_e = 500\text{ MPa}$; $f_{c28c} = 25\text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée**Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,60 \times 0,06 \left(0,22 - \frac{0,06}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0971 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,0217 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,0217}{14,2 \times 0,60 \times 0,22^2} = 0,0526 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0526} \right] = 0,0676$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0676) = 0,233\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,0217}{0,233 \times 435} = 2,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,53\text{cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,391 \text{ cm}^2 < A_t = 2,53\text{cm}^2$$

➤ Ferrailage 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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{20,564 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,209 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

On a, $f_e = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$\mu_{bu} = 0,209 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \text{ avec } \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,297 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,211m \end{cases}$

$f_{st} = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$

$\Rightarrow A_a^{inter} = 2,237 \text{ cm}^2$

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

$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,278 \text{ cm}^2$

$A_a^{min} = 0,278 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 2,237 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Ferraillage transversal**

$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 7,43 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

III.2.4 Vérifications nécessaires

III.2.4.1 Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

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

$\tau_u = 1,27 \text{ MPa}$

$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

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

✓ **Espacement (St)**

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

1) $St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19,8 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$

3) $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 67,56 \text{ cm}$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

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

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{500} \times 25,429 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,58 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 4,58 \text{ cm}^2$ $4,58 \text{ cm}^2 > 0,466 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{500} \left(25,429 \times 10^{-3} - \frac{20,564 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,24} \right)$$

$A_l = -1,60 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 20,564 \text{ KN} < 144,1 \text{ KN}$ vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

III.2.4.2 Vérifications 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)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 266,4 \text{ cm}^3 > 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b x h).

Donc :

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

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 30 y^2 + 27 y - 594 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 265,61 \Rightarrow y = 5,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{60 \times (5,36)^3}{3} + 15 \times 1,8(18 - 3,47)^2$$

$$I = 19132 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,564 \times 10^{-3}}{19132 \times 10^{-8}} \times 5,36 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,27 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ En appui intermédiaire

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0,0002 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ Calcul de y et I

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

$$y = 4,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 I = 14704 \text{ cm}^2 \text{ Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} <$$

$\bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Tableau III.5 de ferrailage des différents types de poutrelles

Niveau	Endroit	M	μ_{bu}	α	z	Acal	Amin	Achoisie	Aadpt
E.C	Travée	23,177	0,0473	0,0606	0,234	2,276	1,391	3HA12	3,39
	Appui	-17,111	0,174	0,242	0,217	1,815		1HA12+1HA10	1,92
T.A	Travée	25,781	0,0526	0,0076	0,233	2,534		2HA12+1HA10	3,08
	Appui	-20,564	0,209	0,297	0,211	2,237		2HA12	2,26
T.I	Travée	23,177	0,0473	0,0606	0,234	2,276		3HA12	3,39
	Appui	-18,333	0,187	0,261	0,215	1,962		2HA12	2,26
Com	Travée	38,881	0,079	0,103	0,23	3,887		3HA14	4,62
	Appui	-28,704	0,293	0,446	0,197	3,347		2HA12+1HA14	3,8

III.2.4.3 Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 6,2m ; M_{0s} = 51, KN.m ; M_{ts} = 30,46KN.m ; M_{ts} = 0,819 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} > 19,12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

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

$$\text{or } A=1,80\text{cm}^2 > 1,62\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5m \Rightarrow \bar{f} = l/1000 + 0.005 = 11,2 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = w \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = w \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = w \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 12,23 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 10,07 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 23,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,41 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,96 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 1 \%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 126,6 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 104,23 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 238,43 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 24326 \text{ cm}^4 \\ y = 6,22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,65 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,59 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,79 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 47024 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 20093 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 21234 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 17704 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 31739 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 13,7 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5,62 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 15,42 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 7,21 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 16,28 \text{ mm} < \bar{f}$$

= 11,2 mm la flèche est pas vérifiée

Puisque la flèche n'est pas vérifiée on augmente la section d'acier $A=8,04 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}16$ les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.6 vérification de la flèche de poutrelle

Niveaux	Etage commerciale	E.courant+T.acc
L (m)	6.2	6.2
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2,796	3.34
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,396	4,04
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	6,396	4,9
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	10,07	12,03
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	12,23	14,56
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	23,05	17,66
I (cm^4)	37216	30514
I_0 (cm^4)	5532	50954
λ_i	1,39	1,81
λ_v	0,55	0,72
σ_{st}^j (MPa)	61,73	94,57
σ_{st}^g (MPa)	74,98	114,39
σ_{st}^p (MPa)	141,23	138,74
μ_j	0,60	0,65
μ_g	0,66	0,70
μ_p	0,80	0,74
I_{fji} (cm^4)	33068	25726
I_{fgi} (cm^4)	31712	24698
I_{fpi} (cm^4)	28756	23847
I_{fgv} (cm^4)	44496	38091
f_{ji} (mm)	3,61	5,54

f_{gi} (mm)	4,57	6,98
f_{pi} (mm)	9,49	8,77
f_{gv} (mm)	9,77	13,91
Δf (mm)	11,08	10,16
f_{adm} (mm)	11,2	11,2
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	Endroit	M	μ_{bu}	α	z	Acal	A_{min}	Achoisie	Aadpt
E.C	Travée	23,177	0,0473	0,0606	0,234	2,276	1,391	4HA14	6,16
	Appui	-17,111	0,174	0,242	0,217	1,815		1HA12+1HA10	1,92
T.A	Travée	25,781	0,0526	0,0076	0,233	2,534		4HA14	6,16
	Appui	-20,564	0,209	0,297	0,211	2,237		2HA12	2,26
T.I	Travée	23,177	0,0473	0,0606	0,234	2,276		4HA14	6,16
	Appui	-18,333	0,187	0,261	0,215	1,962		2HA12	2,26
Com	Travée	38,881	0,079	0,103	0,23	3,887		4HA16	8,04
	Appui	-28,704	0,293	0,446	0,197	3,347		2HA12+1HA14	3,8

$$A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveau	cisaillement	Armatures longi>A,B		$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 f_{c28}$	jonction
		A) $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	B) $\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
EC	1,057<3,33	6,16>0,49	8,08>2,47	21,158<144,18	0,65
TA	1,27<3,33	6,16>0,58	8,42>2,97	25,429<144,19	0,63
TI	1,13<3,33	6,16>0,52	8,42>2,65	22,67<144,20	0,69
Commerce	1,64<3,33	8,04>0,75	11,84>4,08	32,793<144,21	1,01
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Endroit	Ms	As (cm2)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
E.C	Travée	16,776	6,16	5,58	20728	4,52<15	vérifiée
	Appui	-12,385	1,92	4,34	12707	4,24<15	vérifiée
T.A	Travée	18,737	6,16	5,36	19132	5,25<15	vérifiée
	Appui	-14,945	2,26	4,67	14704	4,74<15	vérifiée

T.I	Travée	16,736	6,16	5,58	20728	4,51<15	vérifiée
	Appui	-13,388	2,26	4,67	14704	4,25<15	vérifiée
Com	Travée	27,374	8,04	6,37	26789	6,54<15	vérifiée
	Appui	-19,997	3,8	5,87	22781	5,15<15	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (1 et 2)

III.3. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

III.3.1. Données de différentes dalles

Tableau III.10. Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x (m)	L _y (m)	P	E L U		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	1,5	4	0,375	/	/	/	/
D2	3,3	4,07	0,81	0,055	0,6135	0,0617	0,7246
D3	3,8	4,2	0,9	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
D4	1,5	6,51	0,23	/	/	/	/
D5	1,5	6,2	0,24	/	/	/	/
D6	1,47	5,7	0,25	/	/	/	/

III.3.2. Calcul des sollicitations

❖ **Dalle sur deux appuis**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{4} = 0.37 < 0.4$$

La dalle sur deux appuis travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 5,19 \text{ KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 2.7 \text{ KN}$$

❖ **Calcul à l'ELU**

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1m$$

$$q_u = 12.256 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 3.645 \text{ KN}$$

Calcul du moment

$$M_s = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{12.256 \times 1,5^2}{2} + 3.645 \times 1,5\right)$$

$$M_u = - 19.256 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

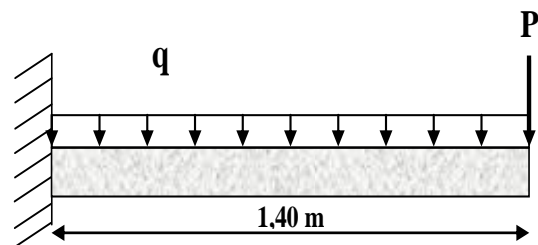


Figure.III.4. Schéma statique de la dalle D1

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 12.256 \times 1,5 + 3.645 \Rightarrow V_u = 22.029 \text{ KN}$$

❖ **Calcul à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 8.69 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 2.7 \text{ KN}$$

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right) = - \left(\frac{8.69 \times 1,5^2}{2} + 2.7 \times 1,5 \right) \Rightarrow M_s = -13.826 \text{ Kn.m}$$

III.3.3. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{19.256 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 14,2} = 0,080 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,105 ; z = 0,1245 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{19.256 \times 10^{-3}}{0.1245 \times 435} = 3.556 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1 / 500 = 1.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = A_t / 3 = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{22.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 5.895 \times 10^{-3}y - 1.067.10^{-2} = 0$$

$$Y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = 6742,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{13.828 \cdot 10^{-3}}{6742,6 \cdot 10^{-8}} \times 0,0336 \leq 0,6 \times 25$$

$$6,91 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = 296,22 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{non Verifiée}$$

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13.828 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 4,76 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après le tâtonnement effectué, on trouve $\alpha = 0,32$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13.828 \cdot 10^{-3}}{0,12 \left(1 - \frac{0,32}{3}\right) 201,63} = 5,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = \frac{6,79}{3} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.11. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Plancher	D1	21,43	36,73	-24,5	11,72	2,16	15,48	26,55	-17,7
Plancher	D2	19,5	27,93	-18,62	10,18	2,44	14,09	20,18	-13,45
Balcon	D3	/	/	- 19,58	22,029	/	/	/	- 13,826

Tableau III.12. Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	11,72	0,09 < 1,25	Vérifiée	2,16	0,09 < 1,25	Vérifiée
D2	10,18	0,08 < 1,25	Vérifiée	2,44	0,08 < 1,25	Vérifiée
D3	20,029	0,17 < 1,25	Vérifiée	/	/	/

Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	21,43	0,089	0,117	12,4	3,97	0,94	3HA10 = 2,36
	Y-Y	36,73	0,153	0,209	11,9	7,09	0,9	3HA10 = 2,36
	Appui	24,5	0,102	0,135	12,3	4,58	0,9	3HA10 = 2,36
D2	X-X	19,5	0,081	0,106	12,4	3,6	0,98	5HA12= 5,65
	Y-Y	27,93	0,116	0,155	12,2	5,27	0,9	4HA10 = 3,14
	Appui	18,62	0,077	0,101	12,5	3,44	0,9	4HA10 = 3,14
D3	Appui	19,26	0,08	0,105	12,4	3,55	1,26	4HA10 = 3,14

Tableau III.14. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle	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.	A(ELS)	
D1	x-x	15,48	3,57	7545,7	7,34 < 15	Vérifié e	290,2 > 201,63	Non Vérifiée	6,5
	y-y	26,55	4,44	11381	10,3 < 15	Vérifié e	299,3 > 201,63	Non Vérifiée	11,43
	appui	17,7	4,06	9615,7	7,48 < 15	Vérifié e	246,76 > 201,63	Non Vérifiée	7,54
D2	x-x	14,09	3,57	7545,7	6,67 < 15	Vérifié e	264,08 > 201,63	Non Vérifiée	5,91
	y-y	20,18	4,06	9615,7	8,53 < 15	Vérifié	281,44 > 201,63	Non	

						<i>e</i>		Vérifiée	8,59
	appui	13,45	3,57	7545,7	6,37 < 15	Vérifié <i>e</i>	252,18 > 201,63	Non Vérifiée	5,65
D3	appui	13,82	3,36	6728,7	6,91 < 15	Vérifié <i>e</i>	296,94 > 201,63	Non Vérifiée	5,8

III.3.4.Evaluation de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

15 cm > 14 cm Vérifiée

11,43cm² > 5,2 cm² Non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

15 cm ≥ 12 cm Vérifiée

2,36 cm² > 5,2 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

15 cm > 7 cm Vérifiée

6,79 cm² > 5,2 cm² Non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau III.15. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		<i>f_{gv}</i> (mm)	<i>f_{ji}</i> (mm)	<i>f_{qi}</i> (mm)	<i>f_{gi}</i> (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D3	X-X	0,902	0,222	1,24	0,30	1,35 < 6	Vérifiée
D1+D2	X-X	7,23	2,29	5,34	3,56	6,71 < 7,6	Vérifiée
	Y-Y	14,49	5,1	10,07	7,23	12,23 > 8,4	Non vérifiée

Remarque

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour les panneaux D1 et D2 alors on augmente la section du béton soit $e=18\text{cm}$

Schéma de ferrailage : voir annexe (3) ...

III.4. Etude de la poutre de chaînage

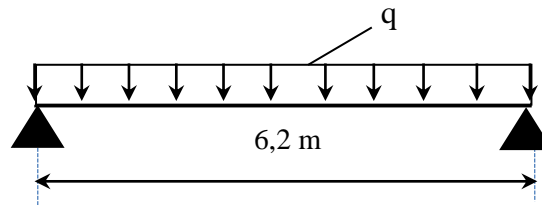


Figure III.5. Schéma statique de la poutre de chaînage

III.4.1. 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.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les dalles pleines du plancher.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 15 \text{ cm} ; 15\text{cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5\text{cm}$$

❖ **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ h} = 40 \text{ cm}$$

III.4.2. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre :** $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,4 = 3 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids de la dalle pleine :** $q_{dp} = 6,69 \times 0,9 = 6,021$

Avec : $G = 5,19 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre :** $Q_0 = Q \times b = 0,45 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} \begin{cases} ELU: q_u = 13,05 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = 9,471 \text{ KN/m} \end{cases} \\ \begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 62,70 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 45,5 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Moments en travée} & \begin{cases} ELU: M_{tu} = 1 M_{0u} = 62,7 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 1 M_{0s} = 45,5 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{Moment en appui : } M_a = -0,15 M_0 & \begin{cases} ELU: M_{au} = -9,405 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -6,825 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

III.4.3.Ferraillage à l'ELU

Tableau III.16. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	62,70	A	0,107	0,142	0,348	4,13	1,07	4HA12 = 4,52
Appui	-9,405		0,016	0,0203	0,36	0,58	1,07	4HA12 = 4,52

III.4.4 vérifications à l'ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 20,75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,36 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

$$\text{Soit deux cadre } \phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.4.5.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 les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.17. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	45.5	10,86	591359	8,36 ≤ 15

En appui	6.825	10,86	591359	$1,25 \leq 15$
----------	-------	-------	--------	----------------

III.4.6 Vérification de la flèche

- 1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} < 62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4,52 \text{ cm}^2 < 9,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 3) $L = 6,2 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.18. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
3,85	0,84	2,84	1,58	4,27	6,205	<i>vérifiée</i>

➤ Schéma de ferrailage : voir annexe (4)

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

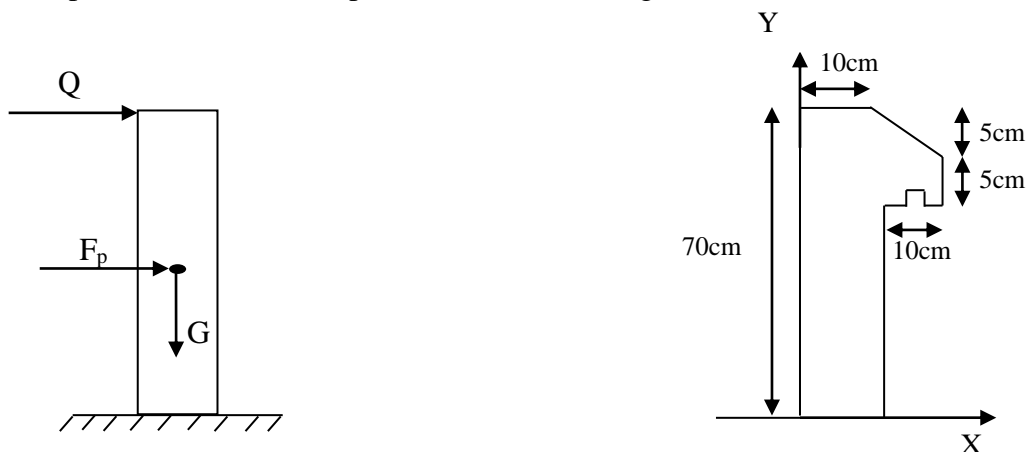


Figure III.7. Coupe transversale de l'acrotère.

III.5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ **poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0775 = 1,9375 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,427 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec $\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$

Donc, $F_p = 1,79 \text{ KN}$

III.5.3.Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité : $\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5,56 \text{ cm} \\ Y_G = 63,17 \text{ cm} \end{cases}$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,73 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,7 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1,13 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.19. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,427	3,276	2,427
M (KN.m)	0,7	1,5	0,7

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u\text{acc}}}{N_{u\text{acc}}} = \frac{0,7}{2,427} \times 10^2 = 28,84\text{cm} \\ \frac{h}{6} = 11,67\text{cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; h/250) = 2\text{ cm.}$$

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

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 2,4\text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10\text{cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,4^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,0553\text{ m}$$

D'où : $e = 28,84 + 2 + 5,53 = 36,37\text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 5,04\text{ KN. D'où } M_u = N_u \times e = 5,04 \times 0,3637 = 1,83\text{ KN.m}$$

III.5.4. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**

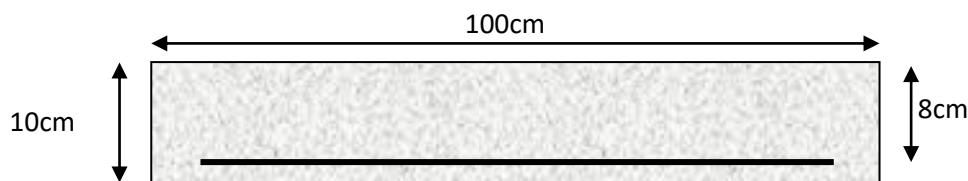


Figure III.8. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0405 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,052 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,078 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 1,36 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,86 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,77 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm^2/ml

Sens secondaire : $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm^2/ml

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$

III.5.4.1 Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,79 = 2,79 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,035 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

III.5.4.2 Vérifications à l'ELS

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \\ = 201,63 MPa \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3217 - 0,05 = 0,2717 m \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,220 m^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0,038 m^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,6 \times 10^{-3} < 0$
Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2717 \leq y_c \leq 0,3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3146 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,5374 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,2228 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,54 \\ \phi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} \right) = 163,09^\circ \end{cases}$$

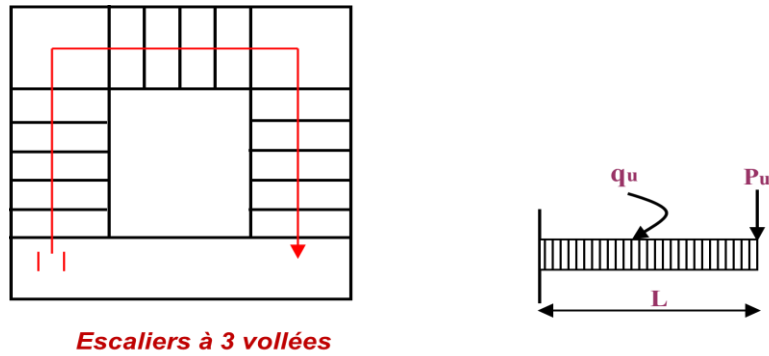
Donc, on prend $y_c = 0,3146 \Rightarrow y = 0,0429 m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 8,46 \times 10^{-5}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3,73 \times 10^{-3}}{8,46 \times 10^{-5}} \times 0,0429 = 1,89 MPa < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.6. 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 projet on dispose d'un seul type d'escaliers a trois volées :



Escaliers à 3 volées

Figure III.9 : schéma d'escalier

Etude de la partie (AB)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

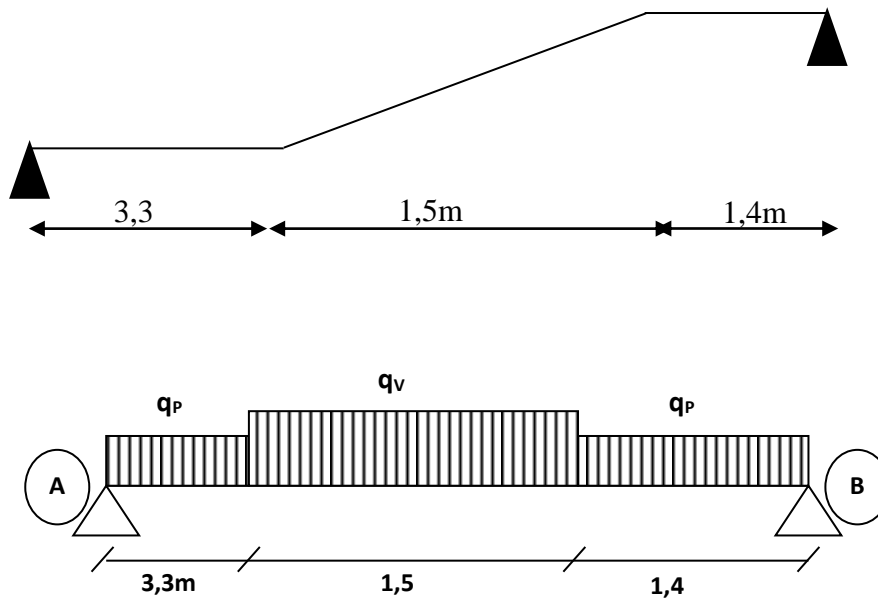


Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,22 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,847 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,864 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,72 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 1,5 + q_p \cdot 4,7$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 37,58 \text{ KN} \\ ELS: 22,44 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} ELU: 35,751 \text{ KN} \\ ELS: 18,28 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.1 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).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.20. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Volée 1)

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _t max	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	35,75	30,879	37,58	-36,6	-30,9	37,58	54,9	46,4
B	37,58	21,72	-37,58	-36,6	-30,9			

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

III.6.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une console de section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

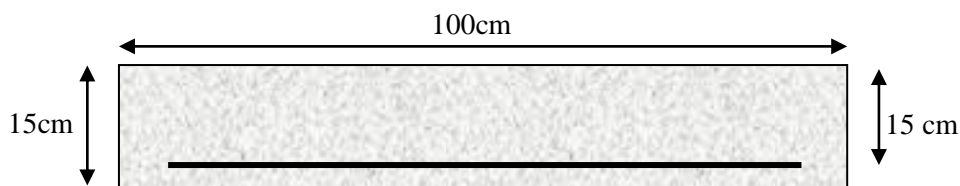


Figure III.11. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Ferrailage de l'escalier Volée 1

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	54,9	0,268	0,399	0,10	12,62	1,15	7HA16 = 14,07	20
appui	-36,6	0,021	0,026	0,118	7,13	1,15	6HA14 = 9,24	20

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{rep} = 2,31 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2/ml$; $St = 20 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2/ml$; $St = 20 \text{ cm}$

III.6.2.1 vérifications à L'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 37,58 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,289 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

III.6.2.2 vérification à l'ELS

➤ **vérification des contraintes**

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

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 30,879 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 26,24 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -15,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

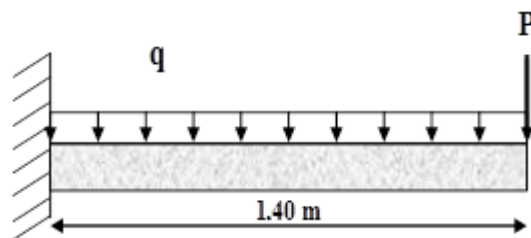
La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	26.24	4,77	13005	9,63	15	Vérifiée
En appui	-15,44	4,77	13005	5,67	15	Vérifiée

Calcul de la volée 2

Le calcul de la volée 2 se fait comme une console soumise a la flexion simple :



Schema statique de la volée 2

➤ les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 ferrailage

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	A_r (cm ²)	St (cm)
Appui	13,67	0,067	0,086	0,11 5	2,83	1,16	4HA12 = 4,52	4HA8= 1,51	20

Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appui	13,41	3,2	5738	7,57	15	Vérifiée

III.6.2.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 13,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non. vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 12,62 \text{ cm}^2 < 10,1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 6,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

Tableau III.25.vérification de la flèche de deux volées

Localisation	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
Volée1 V1	0,902	0,222	1,24	0,30	1,35 < 6	Vérifiée
Volée2 V2	14,49	5,1	10,07	7,23	12,23 > 6	Non vérifiée

➤ Schéma de ferrailage : voir annexe (5)

III.7 Etude de la poutre brisée

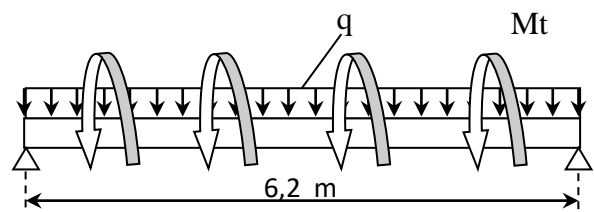
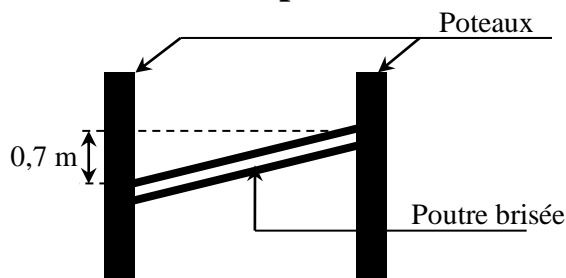


Figure III.13. Vue en élévation de la poutre brisée Figure III.14. Schéma statique de la poutre brisée

III.7.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 17,87\text{ cm} \leq h \leq 26,8\text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } b = 30\text{ cm } h = 35\text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625\text{ KN/m}$
- **Poids du mur** : $g_m = 20 \times 0,25 \times 2,04 = 10,2\text{ KN/m}$
- **Charge palier et volée respectivement** : $G_p = 37,58\text{ G}_v = 23,77$
- **Charge transmise de la partie (AB)** : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 54,894\text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 50,405\text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2 = 42,34\text{ KN.m}$: provoqué par la flexion de la partie (AB).

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Calcul en flexion simple et en torsion

Paramètre	Q	M	A cal	A adpt	choix	A trans	choix
travée	54,894	/	2,83	4,62	3HA14	2,01	4HA8
appui	54,894	-13,66	2,83	4,62	3HA14	2,01	4HA8
torsion	54,894	28,68	3,88	4,62	3HA14	2,01	4HA8

Noter que la section de la poutre est augmentée a 40x40 car la contrainte tangentielle n'est pas vérifiée.

III.7.2 Ferrailage opté et vérification nécessaires

➤ **Ferrailage**

A_{trans} Soit $4\phi 8 = 2,01\text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Cisaillement**

$\tau_{tot} = 2,89\text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{ MPa}$Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

En travée : $\sigma_{bc} = 6,91\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 4,53\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$vérifiée

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 30 \text{ cm} > 27,03 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 3,18 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2.Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

❖ la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m la condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 46,07 m).
(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

❖ Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour 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.3.Modélisation :

IV.3.1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de Modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et

le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

❖ **Calcul de la force sismique totale** : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

- ❖ **Zone sismique : II.a** ⇒ **A = 0,15.**
- ❖ **R** : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte ⇒ **R = 5**).

- ❖ **Q** : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

- ❖ **Pq** : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0

5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

D'où les valeurs de : **Qx=1,15 ; Qy=1,15**

❖ **W** : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes 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, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

β = 0.2 → usage d'habitation.

β = 0.6 → usage commerciale.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

❖ $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ **RPA 99 (Art .4.2.4).**

❖ $T_2 = 0.09 \frac{h_N}{L_{x/y}}$ **RPA (Formule 4-7)**

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 46,07m$:La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

❖ **C_T** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ **RPA (tableau 4.6)**

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.650s$.

Sens (x) $L_x = 26,8$

Sens (y) $L_y = 20,5$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$T_x = \min (0,8 ; 0,88) ; T_y = \min (0,91 ; 0,88)$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,3 T_x = 1,04 \\ 1,3 T_y = 1,144 \end{array} \right.$$

❖ **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

Sol meuble \Rightarrow Site (S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

RPA (Art 4.3.3)

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré
- ❖ **ξ (%)**: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

D'où $D_x = 1.396 ; D_y = 1.310$

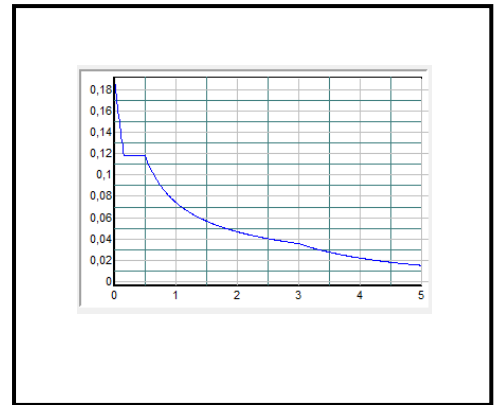


Figure IV.1: spectre de réponse

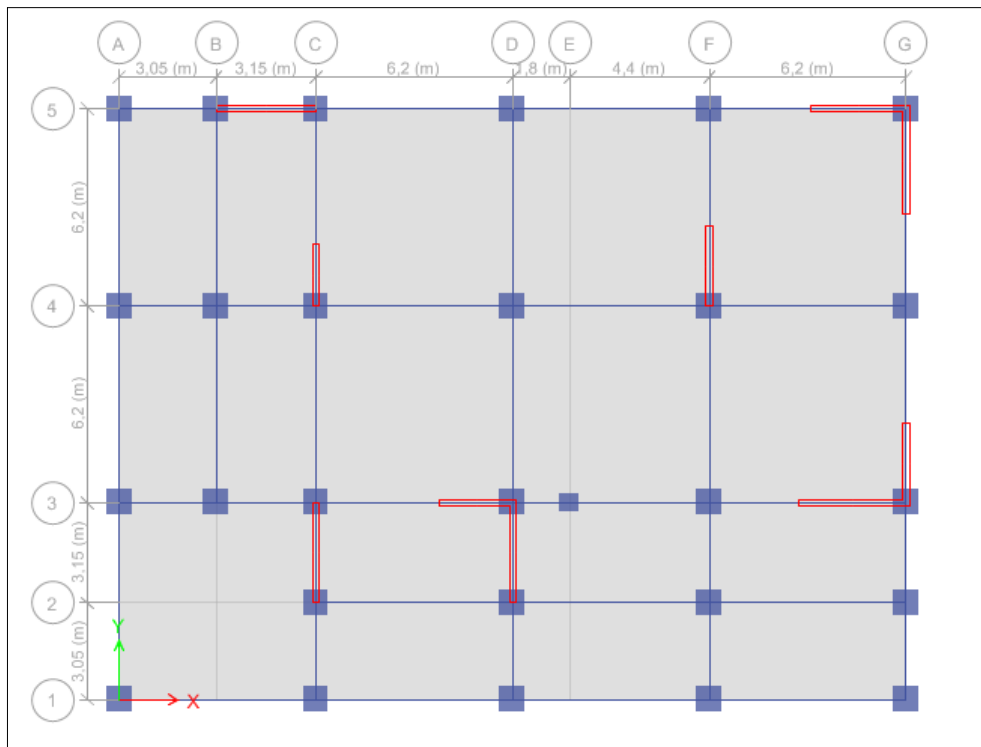


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement

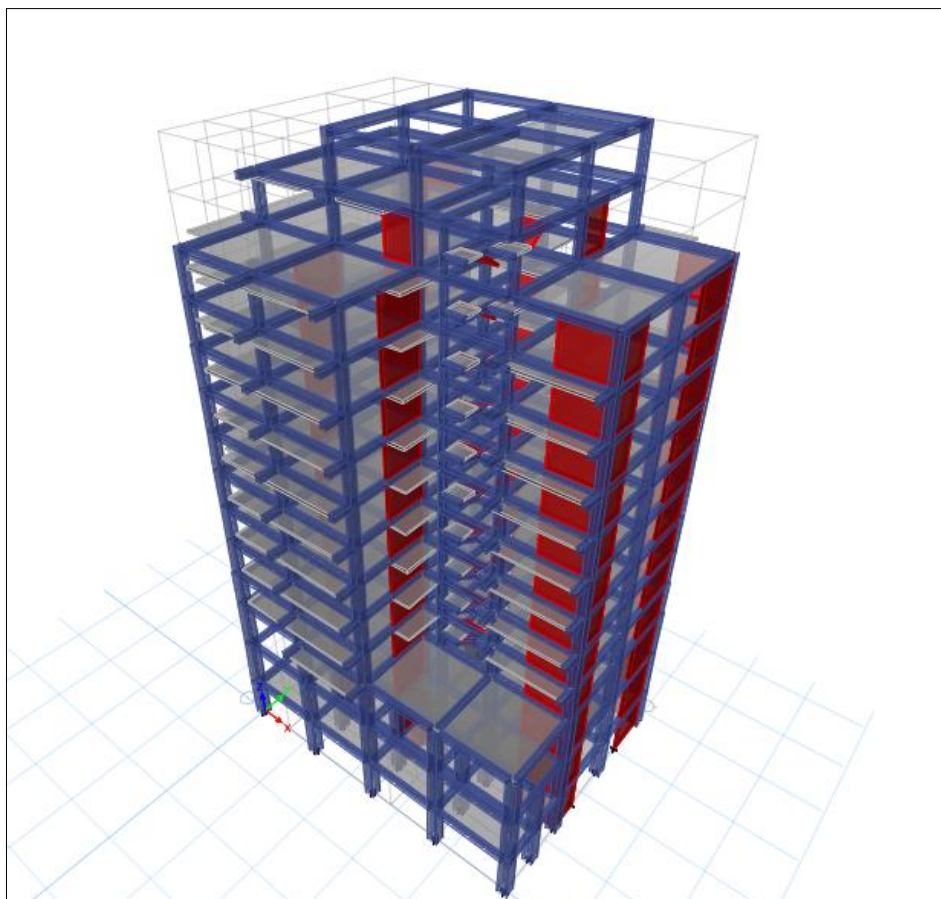


Figure IV.3 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 16

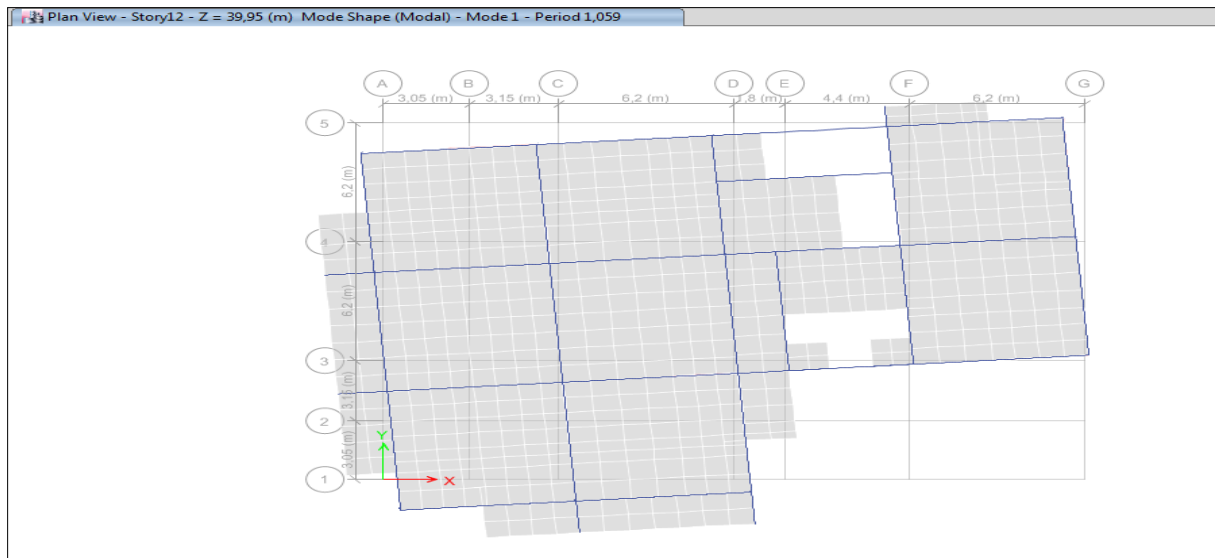


Figure. IV.4 : Mode 1 (torsions suivant l'axe Z-Z)

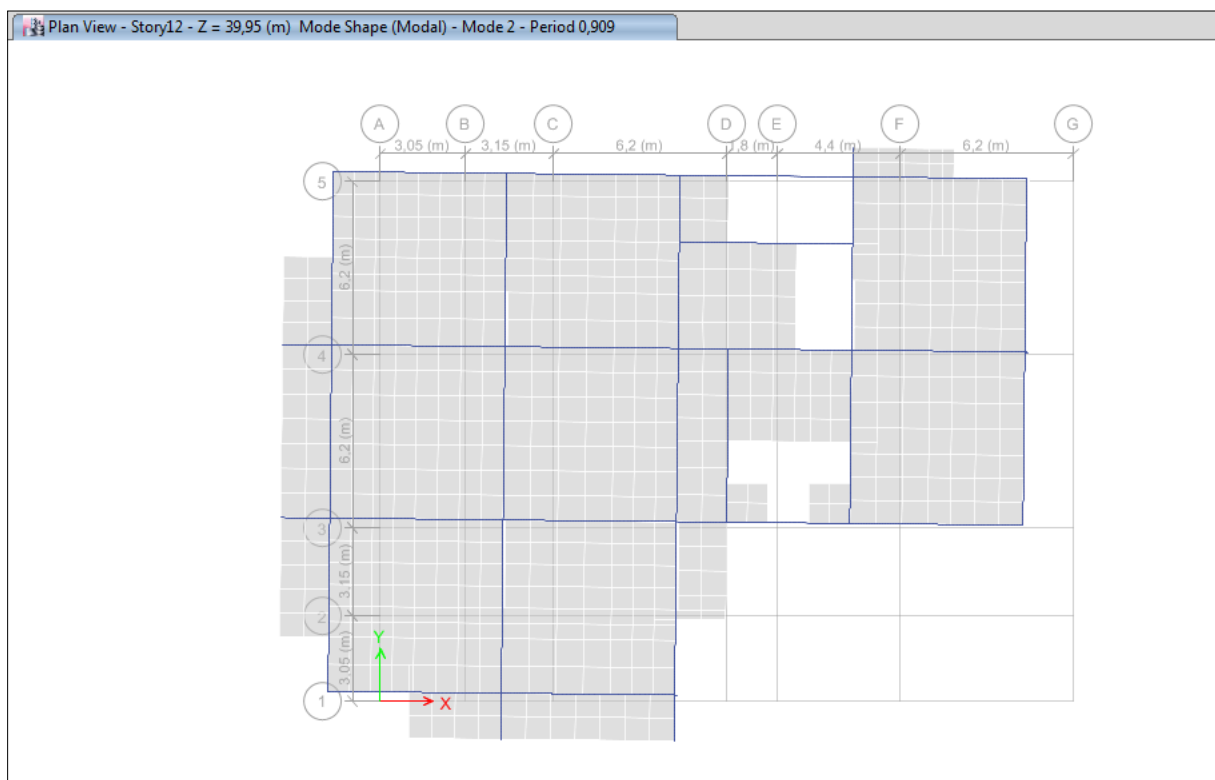


Figure.IV.5 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

IV.4.Résultats obtenus :

Calcul du V_{st} :

a) Avec R=5

➤ Suivant le sens X :

$$V_{stx} = \frac{AD_x Q_x}{R} * w$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 * 1.396 * 1.15}{5} * 57790,19 = 2783,29KN$$

➤ Suivant le sens Y :

$$V_{sty} = \frac{AD_y Q_y}{R} * w$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 * 1,31 * 1,15}{5} * 57790,19 = 2611,83KN$$

❖ **Détermination de Vdyn :**

Tableau IV.2 : Valeurs de V dynamique selon les deux sens

	KN	
Vdyn(x)	1965,7454	373,4414
Vdyn(y)	373,4409	1386,0595

❖ **Pourcentage des sollicitations dues au chargement vertical :**

Tableau IV.3 : Valeurs de V dynamique selon les deux sens

Location	Elément	Chargement	Total (KN)	Pourcentage (%)
Story1	portique	55947,73	67670,68	82,68
	voile	11722,96		17,32
Story2	portique	43459,81	59885,77	72,57
	voile	16425,96		27,43

❖ **Pourcentage des sollicitations dues au chargement horizontal :**

➤ Dans le sens (X) :

Tableau IV.4 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x)

Location	Elément	Chargement	Total	Portique %	Voile %
Story3	portique	119,78	1430,99	8,37	91,63
	voile	1311,22			
Story2	portique	127,15	1327,91	9,58	90,42
	voile	1200,76			
Story1	portique	223,72	1049,15	21,32	78,68
	voile	825,44			

➤ Dans le sens (Y) :**Tableau IV.5 :** Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x)

Location	Elément	Chargement	Total	Portique %	Voile %
Story3	portique	127,47	1133,46	11,25	88,75
	voile	1005,99			
Story2	portique	179,39	1169,72	15,34	84,66
	voile	990,32			
Story1	portique	231,49	939,03	24,65	75,35
	voile	707,54			

Conclusion :

On remarque d'après les résultats que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et qu'ils reprennent plus de 75% (presque la totalité) des charges horizontales donc le système de contreventement est constitué de voiles porteurs (D'où le **R=3,5**).

b) Avec R=3.5 :

Calcul du Vst :

➤ Suivant le sens X :

$$V_{stx} = \frac{ADxQx}{R} * w$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 * 1.396 * 1.15}{3,5} * 57790,19 = 3976,131KN$$

➤ Suivant le sens Y :

$$V_{sty} = \frac{ADyQy}{R} * w$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 * 1,31 * 1,15}{3,5} * 57790,19 = 3731,18KN$$

❖ **Détermination de Vdyn :****Tableau IV.6 :** Valeurs de V dynamique selon les deux sens

Vdyn(x)	2803,7579	533,2645
Vdyn(y)	533,2638	1979,175

❖ **Pourcentage des sollicitations dues au chargement vertical :**

Tableau IV.7 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges verticales

Location	Chargement	Total (KN)	Pourcentage (%)	Element
Story1	55947,73	67670,68	82,68	portique
	11722,96		17,32	voile
Story2	43459,81	59885,77	72,57	portique
	16425,96		27,43	voile

❖ **Pourcentage des sollicitations dues au chargement horizontal :**

➤ **Dans le sens (X) :**

Tableau IV.8 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x)

Location	Elément	Sens-x	Total	Portique %	Voile %
Story3	portique	171,0117	2041,23	8,38	91,62
	voile	1870,2224			
Story2	portique	181,5659	1894,36	9,58	90,42
	voile	1712,7901			
Story1	portique	319,4599	1496,82	21,34	78,66
	voile	1177,3595			

➤ **Dans le sens (Y) :**

Tableau IV.9 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens y-y)

Location	Elément	Sens-y	Total	Portique %	Voile %
Story3	portique	181,7237	1619,21	11,22	88,78
	voile	1437,4832			
Story2	portique	255,6278	1669,87	15,31	84,69
	voile	1414,2467			
Story1	portique	329,9273	1339,34	24,63	75,37
	voile	1009,408			

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$ **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 présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des forces sismiques a la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2803.76	3180,90	Non vérifiée
Suivant Y-Y	1979,175	2984,94	Non vérifiée

Remarque :

Dans les deux sens l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ qui dans le présent cas égale a **1,5**.

Résultats obtenus après amplification

Tableau IV.11 : Vérification des forces sismiques à la base après majoration.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	4233,6798	3180,90	Vérifiée
Suivant Y-Y	2988,554	2984,94	Vérifiée

IV.5.2. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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.12 : Périodes de vibrations et participations massiques.

	N	Période	%X	%Y
Modal	1	1,059	0,0126	0,3405
Modal	2	0,909	0,7106	0,3531
Modal	3	0,75	0,7133	0,6839
Modal	4	0,331	0,7136	0,766
Modal	5	0,298	0,8336	0,7661
Modal	6	0,236	0,834	0,8159
Modal	7	0,172	0,8343	0,8629
Modal	8	0,161	0,8725	0,8631
Modal	9	0,146	0,8784	0,8633
Modal	10	0,126	0,9003	0,8633
Modal	11	0,113	0,9006	0,8973
Modal	12	0,103	0,9011	0,9012

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 (Art3.3) exige pour un contreventement constitué de voiles porteurs ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations : $F_v/(F_v+F_p) \geq 20\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations : $F_p/(F_v+F_p) \leq 80\%$

✓ **Sous charges horizontales**

On considère que les voiles reprennent la totalité des charges horizontales

Tableau IV.13 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges verticales

Niveau	élément	chargement	somme	portique%	voile%
Story13	portique	-2607,3998	-3684,81	70,76	29,24
	voile	-1077,4135			
Story12	portique	-4773,1282	-8377,01	56,98	43,02
	voile	-3603,8787			
Story11	portique	-7536,8393	-	57,53	42,47
	voile	-5563,9992	13100,84		
Story10	portique	-10488,2264	-	58,74	41,26
	voile	-7367,2818	17855,51		
Story9	portique	-13582,5915	-	59,98	40,02
	voile	-9062,4504	22645,04		
Story8	portique	-16812,7127	-	61,20	38,80
	voile	-10657,461	27470,17		
Story7	portique	-20172,4677	-	62,39	37,61
	voile	-12161,5396	32334,01		
Story6	portique	-23650,5017	-	63,51	36,49
	voile	-13586,2897	37236,79		
Story5	portique	-27235,2906	-	64,57	35,43
	voile	-14946,791	42182,08		
Story4	portique	-30944,2705	-	65,59	34,41
	voile	-16232,9936	47177,26		
Story3	portique	-35383,8393	-	66,42	33,58
	voile	-17885,1895	53269,03		
Story2	portique	-43459,8106	-	72,57	27,43
	voile	-16425,9571	59885,77		
Story1	portique	-55947,7263	-	82,68	17,32
	voile	-11722,9575	67670,68		

Tableau IV.14 : Pourcentage des chargements repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (sens x-x)

Location	Elément	Sensx	Total	Portique %	Voile %
Story13	portique	51,9421	178,35	29,12	70,88

	voile	126,4042			
Story12	portique	91,2812	244,44	37,34	62,66
	voile	153,1631			
Story11	portique	118,2729	440,67	26,84	73,16
	voile	322,396			
Story10	portique	139,9335	532,48	26,28	73,72
	voile	392,5417			
Story9	portique	179,9301	680,15	26,45	73,55
	voile	500,2183			
Story8	portique	201,8807	693,25	29,12	70,88
	voile	491,3663			
Story7	portique	242,2625	789,10	30,70	69,30
	voile	546,837			
Story6	portique	260,221	741,27	35,10	64,90
	voile	481,0468			
Story5	portique	291,7931	772,09	37,79	62,21
	voile	480,2986			
Story4	portique	255,5697	941,56	27,14	72,86
	voile	685,9929			
Story3	portique	193,2432	2306,59	8,38	91,62
	voile	2113,3504			
Story2	portique	205,1694	2140,62	9,58	90,42
	voile	1935,452			
Story1	portique	360,9895	1691,41	21,34	78,66
	voile	1330,4157			

Tableau IV.15 : Pourcentage repris par les portiques et voiles sous charges horizontales (Sens y-y)

Location	Element	Sens y	Total	Portique %	Voile %
Story13	portique	118,33	259,65	45,57	54,43
	voile	141,32			

Story12	portique	137,89	348,98	39,51	60,49
	voile	211,10			
Story11	portique	163,70	502,90	32,55	67,45
	voile	339,20			
Story10	portique	221,82	710,63	31,21	68,79
	voile	488,81			
Story9	portique	266,24	812,17	32,78	67,22
	voile	545,93			
Story8	portique	341,06	991,46	34,40	65,60
	voile	650,40			
Story7	portique	399,26	1068,92	37,35	62,65
	voile	669,66			
Story6	portique	493,34	1240,12	39,78	60,22
	voile	746,78			
Story5	portique	573,09	1319,68	43,43	56,57
	voile	746,59			
Story4	portique	572,88	1663,07	34,45	65,55
	voile	1090,19			
Story3	portique	274,40	2445,00	11,22	88,78
	voile	2170,60			
Story2	portique	386,00	2521,51	15,31	84,69
	voile	2135,51			
Story1	portique	498,19	2022,40	24,63	75,37
	voile	1524,21			

IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=3.5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.16 : Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux

Sens		Sens x-x					Sens y-y				
Paramètre	h_t	Δ_{ek}	Δ_k	Δ_{k-1}	Δ_k	1%	Δ_{ek}	Δ_k	Δ_{k-1}	Δ_k	1%
Story14	3,06	0,0323	0,113	0,1089	0,004	0,0013	0,0329	0,115	0,1606	0,0456	0,0149

Story13	3,06	0,0311	0,1089	0,1131	0,0041	0,0014	0,0459	0,1606	0,166	0,0054	0,0018
Story12	3,06	0,0323	0,1131	0,1079	0,0052	0,0017	0,0474	0,166	0,155	0,011	0,0036
Story11	3,06	0,0308	0,1079	0,1019	0,006	0,002	0,0443	0,155	0,143	0,012	0,0039
Story10	3,06	0,0291	0,1019	0,0951	0,0068	0,0022	0,0409	0,143	0,1299	0,0131	0,0043
Story9	3,06	0,0272	0,0951	0,0876	0,0075	0,0025	0,0371	0,1299	0,1159	0,014	0,0046
Story8	3,06	0,025	0,0876	0,0795	0,0082	0,0027	0,0331	0,1159	0,101	0,0149	0,0049
Story7	3,06	0,0227	0,0795	0,0706	0,0088	0,0029	0,0289	0,101	0,0856	0,0155	0,0051
Story6	3,06	0,0202	0,0706	0,0613	0,0094	0,0031	0,0244	0,0856	0,0698	0,0158	0,0052
Story5	3,06	0,0175	0,0613	0,0512	0,0101	0,0033	0,0199	0,0698	0,054	0,0157	0,0051
Story4	3,06	0,0146	0,0512	0,0401	0,0112	0,0036	0,0154	0,054	0,0387	0,0153	0,005
Story3	4,25	0,0114	0,0401	0,0212	0,0189	0,0044	0,0111	0,0387	0,0178	0,0209	0,0049
Story2	4,42	0,0061	0,0212	0,0063	0,0149	0,0034	0,0051	0,0178	0,005	0,0128	0,0029
Story1	3,74	0,0018	0,0063	0	0,0063	0,0017	0,0014	0,005	0	0,005	0,0013
Base	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou 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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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 = Σ_{i=K}ⁿ F_i: 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 0.1 ≤ θ_K ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur 1/(1 - θ_K).
- ✓ Si θ_K > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Story	h _t	P _k	Δ _{kx}	V _{kx}	θ _{kx}	Δ _{ky}	V _{ky}	θ _{ky}
Story14	3,06	838,4924	0,0040	191,7140	0,0057	0,0456	148,8483	0,0839

Story13	3,06	3273,9100	0,0041	524,1467	0,0084	0,0054	424,4317	0,0136
Story12	3,06	7381,7272	0,0052	1067,0903	0,0117	0,0110	801,1375	0,0331
Story11	3,06	11476,4912	0,0060	1555,4992	0,0145	0,0120	1139,4498	0,0395
Story10	3,06	15603,6440	0,0068	1982,9235	0,0174	0,0131	1435,9925	0,0464
Story9	3,06	19766,6317	0,0075	2361,2664	0,0206	0,0140	1698,1356	0,0534
Story8	3,06	23965,6420	0,0082	2702,5648	0,0237	0,0149	1935,4070	0,0603
Story7	3,06	28204,1210	0,0088	3014,6895	0,0269	0,0155	2153,3076	0,0662
Story6	3,06	32482,2563	0,0094	3300,2256	0,0301	0,0158	2350,9346	0,0714
Story5	3,06	36803,4940	0,0101	3559,4809	0,0340	0,0157	2525,3416	0,0749
Story4	3,06	41168,0218	0,0112	3790,3096	0,0396	0,0153	2677,3212	0,0768
Story3	4,25	46546,8248	0,0189	4022,9548	0,0514	0,0209	2833,9964	0,0808
Story2	4,42	51850,4037	0,0149	4173,0761	0,0418	0,0128	2943,2381	0,0511
Story1	3,74	57790,1998	0,0063	4233,6800	0,0230	0,0050	2988,5542	0,0258

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\mu = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ; $f_{cj}=25\text{MPa}$: la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\mu = N/(f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B	N	fc28	μ
N1	0,5625	-3548,9824	25	0,252372082
N2	0,525	-3316,7857	25	0,252707482
N3	0,49	-3209,426	25	0,261993959
N4	0,455	-2907,6848	25	0,255620642
N5	0,4225	-2588,5871	25	0,245073335
N6	0,39	-2274,2717	25	0,233258636
N7	0,36	-1964,9269	25	0,218325211
N8	0,33	-1660,4729	25	0,201269442
N9	0,3025	-1361,0482	25	0,179973316
N10	0,25	-1066,6069	25	0,170657104
N11	0,225	-777,0809	25	0,138147716
N12	0,2025	-438,4529	25	0,08660798
N13	0,18	-189,5352	25	0,042118933

IV.5.7. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par

le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

- Epaisseur des voiles : **e = 20cm (S.sol et RDC1.2) e=15cm (Autres niveaux)**
- Poutres Principales **(40×45) cm²**; Poutres Secondaires **(40×45) cm²**, et pour les poteaux :

Tableau IV.19 : Dimensions finales des poteaux

Etages	Sous sol	RDC-1	RDC-2	1er	2eme	3eme
Section(b*h)cm²	80*80	75*80	75*75	70*70	65*65	60*65
Etage	4eme	5eme	6eme	7eme	8eme	9eme
Section	60*60	60*55	55*55	50*55	50*50	45*50
Etage	10eme	T.I	/	/	/	/
Section	45*45	40*45	/	/	/	/

Chapitre V

V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

➤ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 80cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

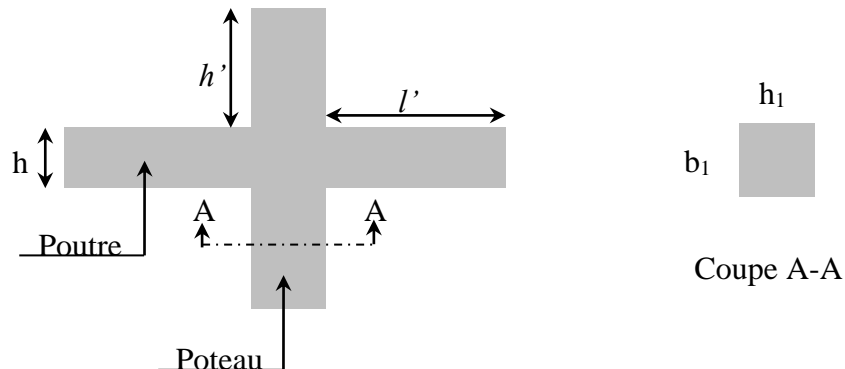


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S. Sol	80*80	51,2	256	384
RDC 1	75*80	48	240	360
RDC 2	75*75	45	225	337,5
1 ^{er} étage	70*70	39,2	196	294
2 ^{eme} étage	65*65	33,8	169	253,5
3 ^{eme} étage	65*60	31,2	156	234
4 ^{eme} étage	60*60	28,8	144	216
5 ^{eme} étage	60*55	26,4	132	198
6 ^{eme} étage	55*55	24,2	121	181,5
7 ^{eme} étage	55*50	22	110	165
8 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
9 ^{eme} étage	50*45	18	90	135
10 ^{eme} étage	45*45	16,2	81	121,5
Terrasse inaccessible	40*45	14,4	72	108

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- ✓ **En zone nodale** : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa
- ✓ **En zone courante** : $t \leq 15 \phi_t^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$:interpoler entre les valeurs précédentes

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

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

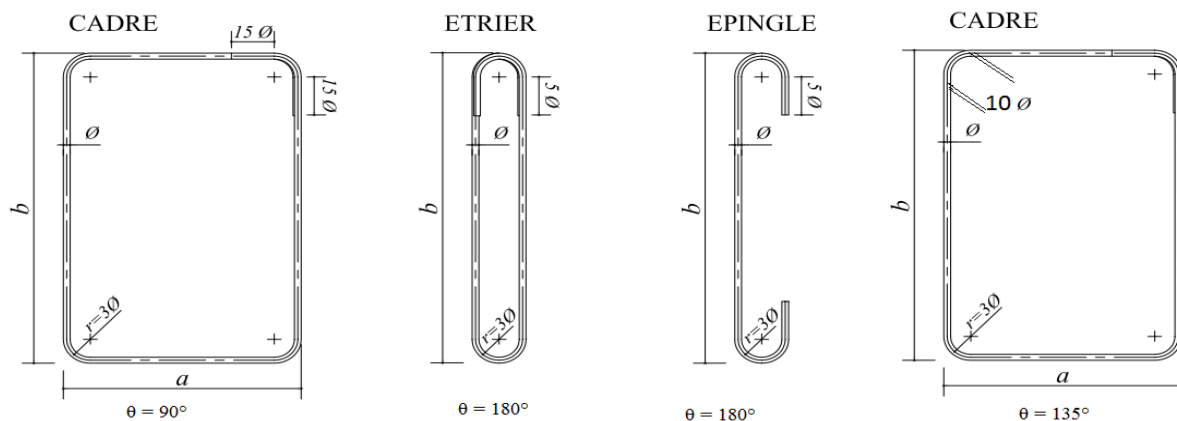


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016 les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
S-Sol	-6403,67	27,23	300,04	166,4	186,08	-4339	60,996
RDC 1	-5683,82	60,73	300,45	106,93	54,16	-3826,5	62,39
RDC 2	-4767,74	27,74	300,49	115,5	119,95	-3169,1	73,056
1^{er} étage	-4259,79	-21,54	260,49	115,96	115,96	260,5	78,82
2^{ème} étage	-3798,59	-13,33	221,59	96,02	-105,6	-2985,7	70,73
3^{ème} étage	-3356,61	-17,8	183,76	94,09	-106,92	-2626,3	71,49
4^{ème} étage	-2930,13	-21,56	147,89	93,22	-108,77	-2280,3	73,56
5^{ème} étage	-2517,93	-22,3	114	80,56	-96,65	-1946,6	65,81
6^{ème} étage	-2119,03	-26,191	82,92	78,78	-97,68	-1625,5	66,76
7^{ème} étage	-1732,13	-25,08	54,53	64,18	-82,28	-1315,8	56,40
8^{ème} étage	-1355,98	-27,965	29,53	60,57	-80,77	-1017,4	55,10
9^{ème} étage	-987,704	-25,417	7,318	23,11	-65,48	-728,91	45,24
10^{ème} étage	-640,945	-38,636	9,87	34,41	-62,43	-478,18	42,23
Terrasse inaccessible	-205,02	-7,27	3,78	34,99	-40,22	-154,85	51,03

V.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

✓ Hypothèses de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{max}=6403,67$; $M_{corr} = 27,23 \text{ KN.m}$ (ACC)

$b = 80 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $d = 77 \text{ cm}$; $d' = 3 \text{ cm}$;

Situation normal: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1,5$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,046m \leq \frac{h}{2} = 0,4m \quad \text{Le centre de pression est a l'intérieurs de la section}$$

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 257,848KN.m$$

N est un effort de compression et le centre de pression est a l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$6403,67 (0.77 - 0.03) - 2578,47 \leq [(0.337 \times 0.8) - (0.81 \times 0.03)]0.8 \times 0.8 \times 18.48 \Rightarrow 2,1 \leq . 2,9$$

La condition est **verifiée**.

Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 257,848KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.58 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.613m \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = 0,590 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times bd^2} = 0.356$$

$$\mu_{bu} \geq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -54,09 \text{ cm}^2/ml$$

donc $\Rightarrow A = 0$

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau. V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
S-Sol	80×80	S.P.C	-54,09	51,2	52,8	4HA25+8HA20+4HA16
RDC 1	75*80	S.P.C	-47,84	48	48,29	4HA25+4HA20+8HA16
RDC 2	75*75	S.P.C	-43,96	45	48,29	4HA25+4HA20+8HA16

1^{er} étage	70*70	S.P.C	-39,1	39,2	41,21	8HA20+8HA16
2^{ème} étage	65×65	S.P.C	-34,77	33,8	37,45	8HA20+8HA14
3^{ème} étage	60*65	S.P.C	-31	31,2	32,93	4HA20+4HA16+ 8HA14
4^{ème} étage	60*60	S.P.C	-27,43	28,8	28,65	4HA20+8HA16
5^{ème} étage	55*60	S.P.C	-23,92	26,4	28,65	4HA20+8HA16
6^{ème} étage	55*55	S.P.C	-20,26	24,2	24,89	4HA20+8HA14
7^{ème} étage	50*55	S.P.C	-16,83	22	24,89	4HA20+8HA14
8^{ème} étage	50*50	S.P.C	-13,08	20	20,36	4HA16+8HA14
9^{ème} étage	45*50	S.P.C	-9,59	18	20,36	4HA16+8HA14
10^{ème} étage	45*45	S.P.C	-5,013	16,2	16,84	8HA14+4HA12
Terrasse inaccessible	40*45	S.P.C	3,673	14,4	16,84	8HA14+4HA12

➤ **Ferrailage transversale**

Tableaux. V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	section	Ø min	If cm	λg	V(KN)	t zon nodal	t zon cour	ρ	At cm	Atmin	At adpt
S-Sol	80*80	1,6	261,8	3,272	60,996	10	15	3,75	0,86	8,76	8HA12 9,05
RDC 1	75*80	1,2	309,4	3,867	62,39	10	15	3,75	0,87	6,55	8HA12 9,05
RDC 2	75*75	1,4	297,5	3,96	73,056	10	15	3,75	1,09	6,3	8HA12 9,05
1er étage	70*70	1,6	214,2	3,06	78,82	10	15	3,75	1,26	8,24	8HA12 9,05
2ème étage	65*65	1,2	214,2	3,29	70,73	10	15	3,75	1,22	7,09	8HA12 9,05
3ème étage	65*60	1,4	214,2	3,29	71,49	10	15	3,75	1,23	6,55	8HA12 9,05
4ème étage	60*60	1,2	214,2	3,57	73,56	10	15	3,75	1,38	5,92	6HA12 6,79
5ème étage	60*55	1,6	214,2	3,57	65,81	10	15	3,75	1,23	5,44	6HA12 6,79
6ème étage	55*55	1,4	214,2	3,89	66,76	10	15	3,75	1,36	4,76	6HA12 6,79
7ème étage	55*50	1,4	214,2	3,89	56,40	10	15	3,75	1,15	4,35	6HA10 4,71
8ème étage	50*50	1,2	214,2	4,28	55,10	10	15	3,75	1,24	3,6	6HA10 4,71

9 ^{ème} étage	45*50	1,2	214,2	4,28	45,24	10	15	3,75	1,01	3,24	6HA10 4,71
10 ^{ème} étage	45*45	1,2	214,2	4,76	42,23	10	15	3,75	1,05	2,43	6HA8 3,02
Terrasse inaccessible	40*45	1,2	214,2	4,76	51,03	10	15	3,75	1,27	2,16	6HA8 3,02

D’après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications à ELU

Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N_{max} \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l’exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	section	10	α	As cm	Br cm	Nu KN	N max KN	obs
S.Sol	80*80	3,74	0,83	52,8	6084	14388,59	- 6403,67	verifiée
RDC 1	75*80	4,42	0,748	48,29	5694	13460,6	- 5683,82	verifiée
RDC 2	75*75	4,25	0,75	48,29	5329	9850,87	- 4767,74	verifiée
1er étage	70*70	3,06	0,75	41,21	4624	8593,78	- 4259,79	verifiée
2 ^{ème} étage	65*65	3,06	0,75	37,45	3969	7333,88	- 3798,59	verifiée
3 ^{ème} étage	65*60	3,06	0,754	32,93	3654	6804,06	- 3356,61	verifiée
4 ^{ème} étage	60*60	3,06	0,75	28,65	3364	6241,3	- 2930,13	verifiée

5 ^{ème} étage	55*60	3,06	0,75	28,65	3074	5754,05	- 2517,93	verifiée
6 ^{ème} étage	55*55	3,06	0,75	24,89	2809	5213,93	-2119,03	verifiée
7 ^{ème} étage	50*55	3,06	0,746	24,89	2544	4806,62	-1732,13	verifiée
8 ^{ème} étage	50*50	3,06	0,746	20,36	2304	4284,18	-1355,98	verifiée
9 ^{ème} étage	50*45	3,06	0,74	20,36	2064	3915,3	-987,704	verifiée
10 ^{ème} étage	45*45	3,06	0,74	16,84	1849	3449,5	-640,945	verifiée
T.Inaces	40*45	3,06	0,722	16,84	1634	3119,08	-205,02	verifiée

Vérification des contraintes au cisaillement :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau. V.6. Vérification des contraintes au cisaillement

Niveaux	section	λ_g	Pd	B	d	Vu	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Obs
S. Sol	80*80	3,272	0,04	0,8	0,77	91,02	0,15	1	Vérifiée
RDC 1	75*80	3,867	0,04	0,75	0,72	313,43	0,58	1	Vérifiée
RDC 2	75*75	3,96	0,04	0,75	0,72	115,13	0,21	1	Vérifiée
1er étage	70*70	3,06	0,04	0,7	0,67	216,72	0,46	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	65*65	3,29	0,04	0,65	0,62	222,61	0,55	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	65*60	3,29	0,04	0,6	0,57	218,65	0,64	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60*60	3,57	0,04	0,6	0,57	207,49	0,61	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55*60	3,57	0,04	0,55	0,52	206,5	0,72	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	55*55	3,89	0,04	0,55	0,52	191,83	0,67	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50*55	3,89	0,04	0,5	0,47	188,66	0,80	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50*50	4,28	0,04	0,5	0,47	167,64	0,71	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	50*45	4,28	0,04	0,45	0,42	160,91	0,85	1	Vérifiée
10 ^{ème} étage	45*45	4,76	0,04	0,45	0,42	96,65	0,51	1	Vérifiée
Terrasse inaccessible	40*45	4,76	0,04	0,4	0,37	96,36	0,65	1	Vérifiée

V.2.5. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes à l'ELS

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

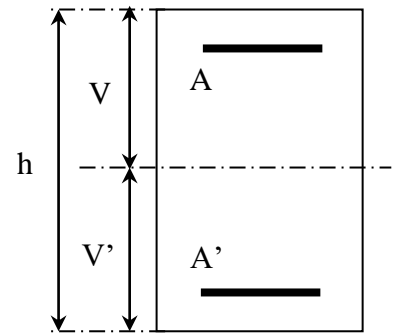


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	section	As cm	Nser KN	Mser KN	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{adm}	Obs
S-Sol	80*80	18,11	4639,04	16,68	6,84	6,52	15,00	Vérifiée
RDC 1	75*80	16,98	4126,99	43,87	6,79	5,89	15,00	Vérifiée
RDC 2	75*75	16,98	3469,6	10,7	5,78	5,53	15,00	Vérifiée
1er étage	70*70	13,44	3099,6	15,54	6,07	5,62	15,00	Vérifiée
2ème étage	65*65	12,5	2769,07	9,57	6,19	5,84	15,00	Vérifiée
3ème étage	65*60	11,36	2442,58	12,82	6	5,51	15,00	Vérifiée
4ème étage	60*60	10,3	2132,4	15,54	5,81	5,09	15,00	Vérifiée
5ème étage	55*60	10,3	1832,65	16,08	5,48	4,68	15,00	Vérifiée
6ème étage	55*55	9,36	1542,6	18,9	5,22	4,11	15,00	Vérifiée
7ème étage	50*55	9,36	1261,32	18,11	4,74	3,58	15,00	Vérifiée
8ème étage	50*50	7,1	987,9	20,2	4,54	2,83	15,00	Vérifiée
9ème étage	50*45	7,1	720,23	18,36	3,72	2,12	15,00	Vérifiée
10ème étage	45*45	5,75	468,3	28,01	3,68	0,58	15,00	Vérifiée
Terrasse inaccessible	40*45	5,75	151,06	5,23	1,08	0,45	15,00	Vérifiée

➤ Dispositions constructive des poteaux

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 25\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.5 = 100\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 100\text{cm}$.

Pour $\phi = 20\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (6 et 7)

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

V.3.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa..

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

$$\text{Soit } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right) \quad \text{poutres principales et secondaires } \phi_t \leq 1,2$$

$$\text{soit } \phi_t = 8\text{mm} \implies At = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{un cadre} + \text{un étrier})$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETAPS V2016

Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales (40×45) cm²

Niveau	localisation	M	A _{cal}	A _{adop}	A _{min}	N ^{bre} de barres
		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
S- Sol	travée	180,79	11	12,56	9	4HA16+4HA12
	appui	201,369	11,28			
RDC1	travée	253,34	13,54	14,2	9	4HA16+4HA14
	appui	228,95	12,07			
RDC2	travée	340,92	19,2	20,61	9	4HA20+4HA16
	appui	273,11	14,75	15,14		6HA16+2HA14
1^{er} étage	travée	222,76	11,71	12,56	9	4HA16+4HA12
	appui	239,35	12,69	14,2		4HA16+4HA14
2eme étage	travée	207,73	10,83	12,56	9	4HA16+4HA12
	appui	236,77	12,54			
3eme étage	travée	192,33	9,95	10,03	9	4HA16+2HA12
	appui	234,35	12,38	12,56		4HA16+4HA12
4eme étage	travée	179,6	9,23	12,56	9	4HA16+4HA12
	appui	228,6	12,05			
5eme étage	travée	171,23	8,77		9	
	appui	221,8	11,66			
6eme étage	travée	158,09	8,05	8,42	9	4HA14+2HA12
	appui	214,24	11,21	12,32		8HA14
7eme étage	travée	145,75	7,38	8,42	9	4HA14+2HA12
	appui	203,92	10,62	10,68		4HA14+4HA12
8eme étage	travée	136,25	6,87	8,42	9	4HA14+2HA12
	appui	200,22	10,4	10,68		4HA14+4HA12
9eme étage	travée	136,55	6,88	8,42	9	4HA14+2HA12
	appui	198,588	10,31	10,68		4HA14+4HA12
10eme étage	travée	146,2	7,4	8,01	9	3HA14+3HA12
	appui	252,3	13,48	14,2		4HA16+4HA14
Terrasse inaccessible	travée	131	6,58	6,79	9	6HA12
	appui	135,8	6,78			

Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires (40×45) cm²

Niveau	localisation	M	A _{cal}	A _{adop}	A _{min}	N ^{bre} de barres
		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
S- Sol	travée	181,6	9,36	10,68	9	4H14+4HA12
	appui	184,77	9,52			
RDC1	travée	253,34	13,54	14,2	9	4HA16+4HA14
	appui	228,95	12,07			
RDC2	travée	218,2	11,34	14,2	9	4HA16+4HA14
	appui	232,8	12,3			
1 ^{er} étage	travée	218,79	11,47	14,2	9	4HA16+4HA14
	appui	236,66	12,53			
2 ^{eme} étage	travée	214,07	11,2	14,2	9	4HA16+4HA14
	appui	236,76	12,54			
3 ^{eme} étage	travée	207,103	10,8	12,06	9	6HA16
	appui	234,35	12,38	14,2		4HA16+4HA14
4 ^{eme} étage	travée	196,21	10,17	12,06	9	6HA16
	appui	227,74	12			
5 ^{eme} étage	travée	182,46	9,4	12,06	9	6HA16
	appui	217,96	11,43			
6 ^{eme} étage	travée	167,31	8,56	10,68	9	4HA14+4HA12
	appui	206,42	10,76			
7 ^{eme} étage	travée	151,32	7,68	9,24	9	6HA14
	appui	193,58	10,03	10,68		4HA14+4HA12
8 ^{eme} étage	travée	138,69	7	9,24	9	6HA14
	appui	183,83	9,47	10,68		4HA14+4HA12
9 ^{eme} étage	travée	103,75	5,15	6,76	9	6HA12
	appui	143,47	7,26	9,24		6HA14
10 ^{eme} étage	travée	65,35	3,7	4,52	9	4HA12
	appui	101,64	5,88	6,76		6HA12
Terrasse inaccessible	travée	54,92	2,67	4,52	9	4HA12
	appui	69,71	3,41			

➤ Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \cdot \varnothing$$

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

➤ Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

✓ En zone nodale: $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow St \leq 11,25$; soit $St=10\text{cm}$

✓ En zone courantes $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq 22,5$; soit $St = 15\text{cm}$

V.3.3. Vérifications nécessaires

Pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

- Poutres principales et secondaire : $A_{max} = 0,04 (40 \times 45) = 72 \text{ cm}^2$

✓ En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

- Poutres principales et secondaire : $A_{max} = 0,06(40 \times 45) = 108 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres

V.3.3.1. Vérifications à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal}$$

$$A_{min} = 1,93 \leq 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

poutres	Vu	τ_{bu} Mpa	$\bar{\tau}_{bu}$ Mpa	Obs
Principales	261,48	1,56	3,33	vérifiée
Secondaires	236,09	1,4	3,33	vérifiée

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{appuis de rives: } A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \\ \text{appuis intermédiaires: } A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} \end{array} \right.$$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

poutres	Al (cm ²)	Vu (KN)	Ma (MN m)	A ^{riv} (cm ²)	A ^{intr} (cm ²)	Obs
principales	20,61	261,48	273,11	6,01	-10,6	Vérifiée
secondaires	14,2	236,09	236,76	5,43	-8,97	Vérifiée

V.3.3.2. Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).
- **Etat limite de compression du béton**

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

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton

poutres	localisation	M _{srv}	As	y	I	contraintes		Obs
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principale	Travée	117,13	20,61	13,55	317785	4,99	15	Vérifiée
	appui	183,56	15,14	12,55	244013	9,45	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- Ht/l > 1/16
- Ht/l > Mt / (10 × M₀)
- Ht/l > As / (b₀ × M₀) < 4,2 / f_c

✓ **Poutres principale**

Ht/l = 0,072 > 0,0625 condition vérifiée

0,072 > 0,071 condition vérifiée

0,072 > 0,00478 < 0,0084 condition vérifiée

✓ **Poutres secondaires** La flèche est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (8 à 14)

V.3.3.3. Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

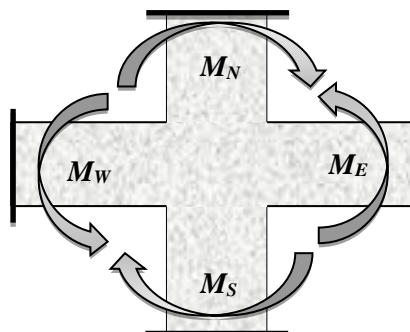


Figure V.4. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- ✓ **Moments résistants dans les poteaux**

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	section	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S-Sol	80*80	80	72	18,11	435	567,2
RDC 1	75*80	80	72	16,98	435	531,81
RDC 2	75*75	75	67,5	16,98	435	498,57
1er étage	70*70	70	63	13,44	435	368,32
2ème étage	65*65	65	58,5	12,5	435	318,1
3ème étage	65*60	65	58,5	11,37	435	289,34
4ème étage	60*60	60	54	10,3	435	241,95
5ème étage	55*60	60	54	10,3	435	241,95
6ème étage	55*55	55	49,5	9,36	435	201,54
7ème étage	50*55	55	49,5	9,36	435	201,54
8ème étage	50*50	50	45	7,1	435	138,98
9ème étage	50*45	50	45	7,1	435	138,98
10ème étage	45*45	45	40,5	5,75	435	101,3
Terrasse inaccessible	40*45	45	40,5	5,75	435	101,3

- ✓ **Moments résistants dans les poutres principales**

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN,m)
S-Sol	45	40,5	8,04	435	141,64
RDC 1	45	40,5	8,04	435	141,6
RDC 2	45	40,5	12,56	435	221,45
1er étage	45	40,5	8,04	435	141,64
2ème étage	45	40,5	8,04	435	141,64
3ème étage	45	40,5	8,04	435	141,64

4ème étage	45	40,5	8,04	435	141,64
5ème étage	45	40,5	8,04	435	141,64
6ème étage	45	40,5	6,16	435	108,52
7ème étage	45	40,5	6,16	435	108,52
8ème étage	45	40,5	6,16	435	108,52
9ème étage	45	40,5	6,16	435	108,52
10ème étage	45	40,5	4,62	435	81,4
Terrasse inaccessible	45	40,5	3,39	435	57,72

✓ Moments résistants dans les poutres secondaires

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	As(cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN,m)
S-Sol	45	40,5	6,16	435	108,52
RDC 1	45	40,5	8,04	435	250,17
RDC 2	45	40,5	8,04	435	250,17
1er étage	45	40,5	8,04	435	250,17
2ème étage	45	40,5	8,04	435	250,17
3ème étage	45	40,5	6,03	435	106,23
4ème étage	45	40,5	6,03	435	106,23
5ème étage	45	40,5	6,03	435	106,23
6ème étage	45	40,5	6,16	435	108,52
7ème étage	45	40,5	4,62	435	81,39
8ème étage	45	40,5	4,62	435	81,39
9ème étage	45	40,5	3,39	435	59,72
10ème étage	45	40,5	4,52	435	79,63
Terrasse inaccessible	45	40,5	4,52	435	79,63

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant

✓ Moments résistants dans les poteaux

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	MN	MS	MN+MS	M_w	M_E	1,25(Mw+Me)	Obs
S-Sol	567,2	567,2	1134,4	141,64	141,64	354,1	vérifiée
RDC 1	531,81	567,2	1099,01	141,64	141,64	354,1	vérifiée
RDC 2	498,57	531,81	1030,38	221,45	221,45	553,625	vérifiée
1er étage	368,32	498,57	866,89	141,64	141,64	354,1	vérifiée
2ème étage	318,1	368,32	686,42	141,64	141,64	354,1	vérifiée
3ème étage	289,34	318,1	607,44	141,64	141,64	354,1	vérifiée
4ème étage	241,95	289,34	531,29	141,64	141,64	354,1	vérifiée

5ème étage	241,95	241,95	483,9	141,64	141,64	354,1	vérifiée
6ème étage	201,54	241,95	443,49	108,52	108,52	271,3	vérifiée
7ème étage	201,54	201,54	403,08	108,52	108,52	271,3	vérifiée
8ème étage	138,98	201,54	340,52	108,52	108,52	271,3	vérifiée
9ème étage	138,98	138,98	277,96	108,52	108,52	271,3	vérifiée
10ème étage	101,3	138,98	240,28	81,4	81,4	203,5	vérifiée
Terrasse inaccessible	101,3	101,3	202,6	59,72	59,72	149,3	vérifiée

✓ Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	MN	MS	MN+MS	M_W	M_E	1,25(M _w +M _e)	Obs
S-Sol	567,2	567,2	1134,4	108,52	108,52	271,3	vérifiée
RDC 1	531,81	567,2	1099,01	141,64	141,64	354,1	vérifiée
RDC 2	498,57	531,81	1030,38	141,64	141,64	354,1	vérifiée
1er étage	368,32	498,57	866,89	141,64	141,64	354,1	vérifiée
2ème étage	318,1	368,32	686,42	141,64	141,64	354,1	vérifiée
3ème étage	289,34	318,1	607,44	106,23	106,23	265,575	vérifiée
4ème étage	241,95	289,34	531,29	106,23	106,23	265,575	vérifiée
5ème étage	241,95	241,95	483,9	106,23	106,23	265,575	vérifiée
6ème étage	201,54	241,95	443,49	108,52	108,52	271,3	vérifiée
7ème étage	201,54	201,54	403,08	81,39	81,39	203,475	vérifiée
8ème étage	138,98	201,54	340,52	81,39	81,39	203,475	vérifiée
9ème étage	138,98	138,98	277,96	59,72	59,72	149,3	vérifiée
10ème étage	101,3	138,98	240,28	79,63	79,63	199,075	vérifiée
Terrasse inaccessible	101,3	101,3	202,6	79,63	79,63	199,075	vérifiée

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.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 en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ **Armatures verticales**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ 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).

➤ **Armatures Horizontal**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

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. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016 les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol RDC1	-3100,97	-1820,46	6,96	340,26	-1820,46	-3100,97	472.4

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor}**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L=2,3m, d = 2,27m, e = 0.2m.$$

$$N = 3100.97KN \text{ (compression)}, M = 1820,46KN.m.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,587 m < \frac{l}{2} = 1.15 m$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5297,54 KN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 1652,63 \times 10^{-4} < (0,337h - 0,81d') b.h.f_{bu} = 6381,8$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Tableau V.19.ferraillage du voile

M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{Fs} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)
738,36	0,278	0,417	1,891	55,97	-6,04	4,38	6,9

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2,3 = 6.9 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 on a :

➤ **Longueur de la partie tendue L_t** $A_{min}^{tendue} = 0.2\% b \times l_t$

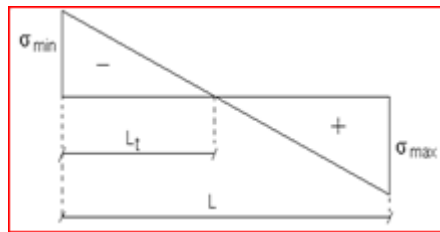


Figure V.5. Diagrammes des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{3100,97 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,3} + \frac{1820,46 \times 10^{-3}}{0,20} \times 1,15 = 17,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{3100,97 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,3} - \frac{1820,46 \times 10^{-3}}{0,2} \times 1,15 = -3,58 \text{ Mpa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$l_t = \frac{3,58 \times 2,3}{17,06 + 3,58} = 0,39 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times 0.2 \times 0,39 = 1,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$l_c = L - 2l_t = 2,3 - 2 \times 0,39$$

$$l_c = 1,52 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comprimé} = 0.1\% \times 0.2 \times 1,52 = 3,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales**

$$s_t \leq \min (4,5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 472,4 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 472,4 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1,1} = 1,59 \text{ MPa}$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$St \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{0.227 \times 0.2 \times 0,2}{0.8 \times 500} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15 \% e \times st = 0.6 \text{ cm}^2$$

V.4.4.Ferraillage des voile

NB : Les voiles de notre structure seront groupés selon leurs dimensions, et leurs sens (XX ou YY), et les résultats de calcul sont résumés dans ces tableaux récapitulatifs

Les voiles **groupe 1 (Vy1, 2,6)**

Tableau V.20. Sollicitations et ferraillage du voile **groupe 1**

Niveau	S-sol+rdc1	rdc2+étage	Etage2+3	Etage4+5	Etage6+7	Etage8+9
e	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
L	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
N	45,95	-17,63	86,38	38,18	-25,9	4,93
M	637,09	703,67	428,23	299,09	251,62	163,94
V	976,7	908,47	427,09	385,77	274,55	249,74
τ (MPa)	2,09	1,94	1,21	1,2	0,78	0,71
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5	5
Acal	3,47	4,16	1,78	1,45	1,8	1,05
Amin	9,9	9,9	7,42	7,42	7,42	7,42
Lt	1,58	1,62	1,46	1,53	1,55	1,62
Amin tendu	6,34	6,51	4,4	4,6	4,66	4,87
Nbare	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Aadp	13,57	13,57	9,42	9,42	9,42	9,42
Nbarres/fac	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
St	20	20	15	15	15	15
Lc	0,13	0,045	0,36	0,23	0,18	0,054
Amin comp	0,26	0,09	0,55	0,34	0,28	0,082
Ah cal	1,85	1,72	0,81	0,68	0,52	0,47
Ah min	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
Nbarre	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Ah adp	2,26	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
St	20	20	15	15	15	15

Les voile groupe 2(Vy 3,4,5)

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile **groupe 2**

Niveau	S,sol+rdc1	rdc2+etage	Etage2+3	Etage4+5	Etage6+7	Etage8+9
e	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
L	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
N	-236,05	-33,4	1008,05	-80,2	-6,4	234,08
M	443,52	557,04	130,96	128,73	96,59	344,15
V						
to	1,46	1,2	0,81	0,72	0,57	0,96
tobar	5	5	5	5	5	5
Acal	9,17	4,89	1,79	0,24	0,85	0,07
Amin	7,5	7,5	5,62	5,62	5,62	5,62
Lt	1,17	1,22	2,09	0,92	1,21	1,54
Amin tendu	3,53	4,87	3,15	4,9	3,65	2,32
Nbare	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
Aadp	11,31	11,31	7,85	7,85	7,85	7,85
Nbarres/fac	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St	20	20	20	15	15	15
Lc	0,15	0,06	0,2	0,65	0,06	0,47
Amin comp	0,22	0,12	0,6	0,96	0,103	1,43
Ah cal	0,89	0,98	0,5	0,45	0,45	0,58
Ah min	0,45	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
Nbarre	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
Ah adp	2,26	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
St	20	20	15	15	15	15

Voile Vx1

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1

Niveau	S,sol+rdc 1	rdc2+etage e	Etage2+ 3	Etage4+ 5	Etage6+ 7	Etage8+ 9	étage 13
e	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
L	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
N	6,96	53,16	550,72	415,92	214,58	4,174	504,05
M	340,26	657,07	185,43	171,72	140,123	104,27	21,06
V	472,4	486,54	179,16	197,34	186,48	149,97	240,197
τ (MPa)	1,59	1,64	0,81	0,88	0,84	0,68	1,08
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
Acal	3,09	6,41	-3,73	-2,56	-0,89	0,96	4,73
Amin	6,9	6,9	5,17	5,17	5,17	5,17	5,17

Lt	1,4	1,11	0,14	0,08	0,47	1,13	1,13
Amin tendu	4,56	4,46	2,92	2,9	1,42	3,39	3,39
Nbare	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
Aadp	11,31	11,31	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
Nbarres/fac	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St	20	20	15	15	15	15	15
Lc	0,02	0,08	2,02	2,14	1,36	0,04	0,04
Amin comp	3,04	0,14	3,03	3,2	2,02	0,05	0,05
Ah cal	1,29	1,33	0,49	0,54	0,51	0,45	0,55
Ah min	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Nbarre	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
Ah adp	2,26	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
St	20	20	15	15	15	15	15

Les voile groupe 3(Vx 2, 3,4)

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile groupe 3

Niveau	S,sol+rdc 1	rdc2+eta ge	Etage2+ 3	Etage4+ 5	Etage6+ 7	Etage8+ 9	Etage10+ 11
e	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
L	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
N	97,74	-22,4	-20,53	27,91	-17,09	379,04	66,98
M	823,43	2056,88	593,41	414,72	401,9	112,18	338,66
V	1371,2	1194,34	390,89	360,75	355,36	269,75	135,41
to	3,14	2,73	1,19	1,1	1,08	0,82	0,41
tobar	5	5	5	5	5	5	5
Acal	3,97	12,74	4,33	2,2	2,57	3,38	1,35
Amin	10,2	10,2	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65
Lt	1,58	1,68	1,66	1,63	1,66	1,41	1,5
Amin tendu	6,34	6,75	5	4,9	4,97	4,24	4,53
Nbare	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Aadp	13,57	13,57	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
Nbarres/fac	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
St	20	20	15	15	15	15	15
Lc	0,22	0,02	0,06	0,13	0,07	0,57	0,39
Amin comp	0,46	0,04	0,42	0,19	0,12	0,85	0,57
Ah cal	2,53	2,2	0,83	0,66	0,66	0,5	0,45
Ah min	0,6	0,6	0,45	0,4	0,45	0,45	0,45
Nbarre	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Ah adp	2,26	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
St	20	20	15	15	15	15	15

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (15)

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armé.

Chapitre IV

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bar pour une profondeur d'ancrage de 4,5 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Radier général

D'après l'étude de sol, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;

- La facilité d'exécution.

VI.4.1.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.18m$)

- **Condition de rigidité**

$$ht \geq \frac{L}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \quad \text{soit } ht = 65 \text{ cm}$$

$$hr \geq \frac{L}{20} = \frac{620}{20} = 31 \text{ cm} \quad \text{soit } hr = 40 \text{ cm}$$

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 L^4 \max K}{E \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6,2^4 \times 4 \times 10^4}{3,216 \times 10^7 \times \pi^4}} = 98 \text{ cm}$$

donc $ht \geq 98$ en prend $ht = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 E b h_t^3}{12 K b}} = \sqrt[4]{\frac{E h_t}{3 K}} = \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3.216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \cdot 10^4}}$$

$$Le \geq 4.04 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.18 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6.34 \text{ m}$$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 100\text{cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 40\text{cm}$

Enrobage $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier $S_{rad} = 461,3 \text{ m}^2$

V.4.1.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

Données de calcul

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = 12,7229 \\ Y_g = 12,3728 \\ I_x = 13298,7 \text{ m}^4 \\ I_y = 23642,1 \text{ m}^4 \\ S_{\text{rad}} = 461,3 \end{array} \right.$$

« Les coordonnées de centre de gravites sont tiré de ETABS et les inerties I_x, I_y et S_{rad} sont tirés à partir de SOCOTEC. »

$$\sigma = \frac{N_{\text{total}}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \quad \text{avec } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

A) ELS

$$N_{\text{ELS}} = 73022,34 \text{ KN} ; M_x = 188118,993 \text{ KN.m} ; M_y = 72432,669 \text{ KN.m}$$

$$\sigma^+ = \frac{73022,34}{461,3} + \frac{188118,993}{13298,7} 12,3728 + \frac{72432,669}{23642,1} 12,7229 = 3,7 \text{ bar}$$

$$\sigma^- = \frac{73022,34}{461,3} - \frac{188118,993}{13298,7} 12,3728 - \frac{72432,669}{23642,1} 12,7229 = 0,55 \text{ bar}$$

$$\sigma^{+-} = \frac{73022,34}{461,3} + \frac{188118,993}{13298,7} 12,3728 - \frac{72432,669}{23642,1} 12,7229 = 2,94 \text{ bar}$$

$$\sigma^{+^-} = \frac{73022,34}{461,3} - \frac{188118,993}{13298,7} 12,3728 + \frac{72432,669}{23642,1} 12,7229 = 0,22 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{my}} = \frac{0,22+2,94+0,55+3,7}{4} = 1,85 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{ELS}} = 2 \text{ bar} \implies \text{condition vérifiée}$$

B) ELU

$$N_{\text{ELU}} = 100433,07 \text{ KN} ; M_x = 259346,58 \text{ KN.m} ; M_y = 100156,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma^+ = 5,12 \text{ bar}$$

$$\sigma^- = 0,77 \text{ bar}$$

$$\sigma^{+-} = 4,05 \text{ bar}$$

$$\sigma^{+^-} = 0,3 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{my}} = 2,56 \text{ bar} \leq 1,5 \sigma_{\text{ELS}} = 3 \text{ bar} \implies \text{condition vérifiée}$$

C) Sous combinaisons accidentelles

De la même manière que l'état limite ultime et l'état limite de service, on vérifie les contraintes sous les combinaisons accidentelles sachant que les efforts normaux de radier, de nervures, des poteaux ainsi que de parking sont rajoutés à l'effort normal donnée à la base de la structure par l'ETABS et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Vérifications des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles

Sollicitations	Combinaisons	σ_{moy} (bars)	$\bar{\sigma}_{adm}$ (bars)
$N_{mx}=48558,14KN$ $\left\{ \begin{array}{l} My=142404,59KN.m \\ Mx=105660,46KN.m \end{array} \right.$	0,8G+Eymax	1,4	3
$N_{min}=72999,88$ $\left\{ \begin{array}{l} My=24677,96KN.m \\ Mx=204238,57KN.m \end{array} \right.$	Q+G+EXmin	1.8	3
$N_{max}=73044.78KN$ $\left\{ \begin{array}{l} My=169543,3KN.m \\ Mx=171999,41KN.m \end{array} \right.$	Q+G+EXmax	2.04	3

VI.4.2. Interprétations des résultats

Toutes les contraintes générées par les sollicitations de la structure sont inférieures aux contraintes admissibles (limites) de sol, alors il n y a pas de risque de soulèvement et de renversement de la fondation.

V.4.2.1. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 MPa$$

$$V_d = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N : Effort normal de calcul résultant.

Vd=672,75 ; d=26,9 cm ; d=40-5=35 donc vérifiée

V.4.2.2. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (80x80) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A+ht=1,8m \\ B=b+ht=1,8m \end{cases}$$

$$U_c=7,2$$

$$N_d \leq 5,4MN \quad \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

V.4.2.3. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 461.3 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 4,9 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment = profondeur d'ancrage + h_t).

$$N=100433,07KN \geq 1,15 \times 4,9 \times 10 \times 461,3 = 25994,25KN \quad \text{vérifiée}$$

VI.4.3. Ferrailage du radier général

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

➤ **Calcul des sollicitations**

A/ELU

- ✓ Poids propre de radier : $1,35 G_0 = 25 \times e = 1,35 \times 25 \times 0,4 = 13,5 \text{KN/m}^2$
- ✓ Poids de $G_1 = 1.35 G_{\text{park}} + 1.5 G_{\text{prk}} = 10.72 \text{ KN/m}^2$ parking :
- ✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$Q_u = \frac{N}{s} = \frac{100433,07}{461,3} = 217,71 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = Q_u + 1,35G_0 + G_1 = 246,65 \text{KN/m}^2$$

B/ ELS

- ✓ Poids propre de radier : $G_0 = 25 \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN}$
- ✓ Poids de parking : $G_1 = G + Q = 7,66$
- ✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$q_s = N_s^{\text{tot}} = Q_s + G_1 + G_0 = 176.01 \text{KN/m}^2$$

Localisation du panneau le plus sollicité

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 6,2 - 0,45 = 5,75 \text{m} \\ L_y = 6,2 - 0,45 = 5,75 \text{m} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,75}{5,75} = 1 > 0,4 \text{ travaille selon deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques**A/ELU**

$$\rho = 1 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 348,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 348,91 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r^x = 0,85 \times M_{0x} = 296,57 \text{KN.m} \\ M_r^y = 0,85 \times M_{0y} = 296,57 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -174,45 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

B/ELS

$$\rho=1 \quad \mu_x=0,0441$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_y=0,1 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 298,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 29,84 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r^x = 0,85 \times M_{0x} = 253,61 \text{ KN.m} \\ M_r^y = 0,85 \times M_{0y} = 25,36 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -149,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Tableau VI.2. Section d'armateur du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix	St(cm)
Travée	X-X	296,57	20,11	2,4	21,99	7HA20	15
	Y-Y	296,57	20,11	2,4	21,99	7HA20	15
Appui		174,45	11,38	2,4	12,32	8HA14	15

➤ **Condition de non fragilité**

on a $e = 40 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.53 \geq 0.4$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.53}{2} \right) 1 \times 0.4 = 3.95^2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2^2 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à ELS**

Tableau VI.3. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _{sr} (KN.m)	Y(cm)	I(cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPA	Obs.
Travée	x-x	253,61	8,29	117902	12,21 ≤ 15	Vérifiée	351,86 ≤ 201	Vérifiée
	y-y	25,36KN	6,04	6385	1,22 ≤ 15	Vérifiée	35,18 ≤ 201	Vérifiée
Appui		149,18	6,73	78881	8,87 ≤ 15	Vérifiée	359,63 > 201	Non Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau VI.4 vérifications à L'ELS

Localisation		Ms KN.m	β	α	Acal cm ²	Choix
Appui	X et Y	149,18	0,0054	0,34	24,04	8HA20

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t \leq \text{MIN}(2,5h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Selon y-y: $S_t = 14\text{ cm} < \text{min}(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (17)

VI.5. Etude des nervures

VI.5.1. Définition des charges qui reviennent aux nervures

Les nervures sont des sections en T renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **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 : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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).

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

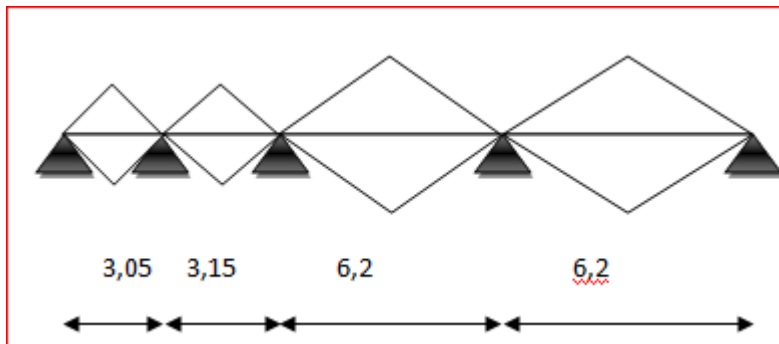
$$\text{ELU : } P_u = N_u^{\text{étaps}} + N_u^{\text{radier}} + N_u^{\text{parking}} = 174,53 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = N_s^{\text{étaps}} + N_s^{\text{radier}} + N_s^{\text{parking}} = 126,98 \text{ KN/ m}^2$$

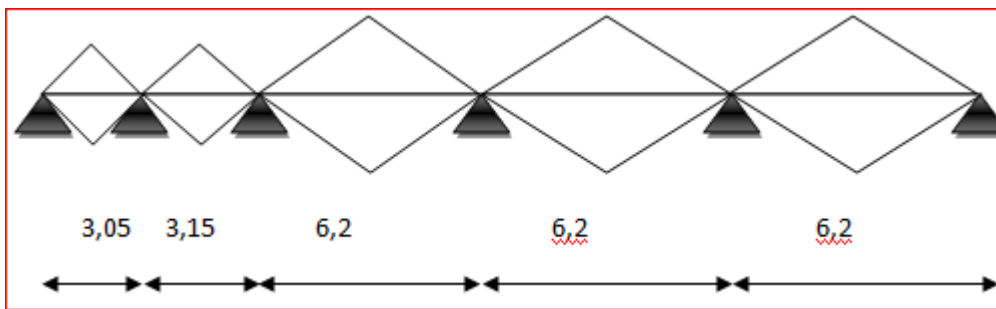
VI.5.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les cotations sont entre axe



LY



LX

Figure VI.1 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X et Y-Y

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicités de sens X sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X

	Travées

Chargement	AB	BC	CD	DE	EF
q_m^{ELU}	532,31	549,76	1082,1	1082,1	1082,1
q_m^{ELS}	387,29	400	787,27	787,27	787,27
q_m^V	455.86	258.35	397.6	258.35	455.86

➤ Sens-Y

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicitées suivant le sens Y sont résumées dans le tableau suivant

Tableau VI.6. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y

Chargement	Travées			
	AB	BC	CD	DE
q_m^{ELU}	532,31	549,76	1082,1	1082,1
q_m^{ELS}	387,29	400	787,27	787,27
q_m^V	455.86	258.35	397.6	258.35

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux qui suivent :

➤ À l'ELU

Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens .À l'ELS

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	3,05	532,31	00	-504,82	1,27	337,28	676,7	-946,85
	BC	3,15	549,76	-504,82	-2215,161	0,59	409,99	-946,85	-3206,64
	CD	6,2	1082,1	-2215,16	-3131,928	2,96	2536,05	3206,64	-3502,3
	DE	6,2	1082,1	-3131,93	-4110,66	2,95	1589,71	-3502,3	-4017,5
	EF	6,2	1082,1	-4110,66	00	3,71	3347,28	-4017,5	-2691,5
Y-Y	AB	3,05	532,31	0.00	-504,82	1,27	337,28	676,69	-946,847
	BC	3,15	549,76	-504,82	-2215,16	0,59	409,99	-946,85	3048,8
	CD	6,2	1082,1	-2215,16	-4110,66	2,82	2279,77	3048,8	3891,7
	DE	6,2	1082,1	-4110,66	00	3,59	2887,55	3891,7	-2817,29

Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
------	--------	-------	------------	--------------	--------------	-----------	--------------

X-X	AB	3,05	387,29	0.00	-367,29	1,27	245,39
	BC	3,15	400	-367,29	-1611,62	0,59	-298,3
	CD	6,2	787,27	-1611,62	-2278,6	2,96	1845,07
	DE	6,2	787,27	-2278,6	-2990,66	2,95	1156,58
	EF	6,2	787,27	-2990,66	00	3,71	2435,25
Y-Y	AB	3,05	387,29	00	-367,29	1,27	245,39
	BC	3,15	400	-367,29	-1611,62	0,58	298,28
	CD	6,2	787,27	-1611,62	-2990,66	2,82	1513,11
	DE	6,2	787,27	-2990,66	00	3,59	2100,81

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur**

✓ **Sens X-X**

$h = 1.00 \text{ m} ; h_0 = 0,40\text{m} ; b_0 = 0,8 \text{ m} ; d = 0,95 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 0,305 \text{ m}$$

On prend $b=1,4\text{m}$

✓ **Sens Y-Y**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 0,305 \text{ m}$$

On prend $b=1,4\text{m}$

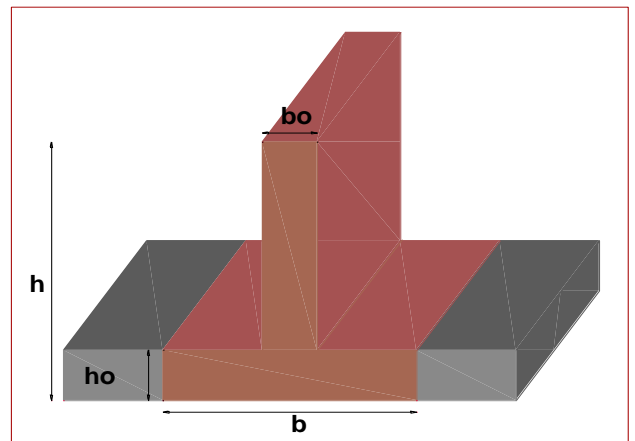


Figure VI.2. Schéma de nervure

L_y : La travée minimale des nervures (entre nus).

L_x : La distance max qui sépare deux nervures (entre nus).

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	3347,28	96,4	11.471	96,51	12HA32
	Appui	-4110,66	127,61	11.471	128,68	16HA32
Y-Y	Travée	2887,55	80,42	11.471	80,42	10HA32
	Appui	-4110,66	127,61	11.471	128,68	16HA32

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(32 ; 28.57 ; 80)\text{mm}, \text{ Soit } A_{trans} = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 12 \text{ cm}$.

VI.5.4. Vérifications nécessaires

VI.5.4.1. Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$; $V_{ux}=4017,5KN$; $V_{uy}=3891,7 KN$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{4017,5 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,95} = 3,02MPa > \bar{\tau} = 2,5 MPa$ non Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{3891,7 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,95} = 2,93 MPa > \bar{\tau} = 2,5 MPa$ non Vérifiée

Remarque les contraintes ne sont pas vérifiées donc il faut augmenter le h=1,5m et d=1,2m

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{4017,5 \times 10^{-3}}{1,4 \times 1,2} = 2,39MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{3891,7 \times 10^{-3}}{1,4 \times 1,2} = 2,31 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa$ Vérifiée

VI.5.4.2. Vérification des contraintes

Tableau VI.10. 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.
X-X	Travée	2435,25	29,6	8261369,	8,82<15	Vérifiée	517,6>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-2990,66	28,58	7429686	11,5<15	Vérifiée	714,98>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	2100,81	29,93	8261369	7,61<15	Vérifiée	446,52>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-2990,66	28,58	7429686	11,51<15	Vérifiée	714,98>201,63	N.Vérifiée

Remarque : Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS on prend, h=1,5 comme le montre le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix des barres
X-X	Travée	2435,25	88,14	88,47	11HA32
	Appui	-2990,66	107,89	112,59	14HA32
Y-Y	Travée	2100,81	76,04	80,42	10HA32
	Appui	-2990,66	107,89	112,59	14HA32

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0,8 \times 1,5) = 24 cm^2$

Soit : 5HA20 = 24,54 cm²

➤ Schéma de ferrailage : voir annexe (18)

VI. Etude de voile périphérique

VI.1. Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.2. Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.74\text{m} \\ \text{longueur } L = 6,2 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.1\text{bar} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 16^\circ \end{array} \right. \quad (\text{On prendre } C=0 \text{ pour un calcul plus défavorable})$$

✓ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

✓ Poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.74 \times 20,4 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow G = 40,27 \text{ KN/m}^2$$

✓ La surcharge accidentelle

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.67 \text{ KN/m}^2$$

VI.3. Ferrailage du voile périphérique

Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ A l'ELU

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.67 = 8,5 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 40,27 + 1.5 \times 5.67 = 62,87 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 62,87 + 8,5}{4} = 49,28 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 49,28 \text{KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.74 \text{m} \\ l_y = 6,2 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{6,2} = 0.60 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0808 \times 49,28 \times 3.74^2 = 55,69 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3075 \times 55,69 = 17,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 55,69 = 47,34 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 17,12 = 14,55 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 55,69 = -27,84 \text{KN.m} \end{cases}$$

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 :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 1 \times 0,2 = 2.00 \text{ cm}^2$

Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	47,34	0,116	0,154	0.159	6,82	2	5HA14 = 7,7
	Y-Y	14,55	0.0035	0.045	0.167	2	2	5HA10= 3,93
Appui		-27,84	0.068	0.088	0.164	3,9	2	5HA10=3,93

✓ **Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.3.1 Vérifications

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.60 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.60) \times 100 \times 20 = 1,92 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{49,28 \times 3,74}{2} \times \frac{(6,2)^4}{(6,2)^4 + (3,74)^4} = 81,34 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{49,28 \times 6,2}{2} \times \frac{(3,74)^4}{(6,2)^4 + (3,74)^4} = 17,86 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{81,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

• **Calcul des moments**

On a : $\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.087 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$

Soit $\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 40,27 + 5.67 = 45,94 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 5.67 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc $\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 45,94 + 5.67}{4} = 35,87 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 35,87 \text{ KN/m} \end{cases}$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.087 \times 35,87 \times 3,74^2 = 43,65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4781 \times 43,65 = 20,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 43,65 = 37,1 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 20,86 = 17,73 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 43,65 = -21,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI.13. Vérification des contraintes

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	37,1	5,2	20769	9,32 ≤ 15	Vérifiée	315,75 > 201,6	N.Vérifiée

	y-y	17,73	3,93	12093	$5,76 \leq 15$	Vérifiée	$287,66 > 201,6$	N.Vérifiée
Appui		-21,82	3,93	12093	$7,08 \leq 15$	Vérifiée	$353,92 > 201,6$	N.Vérifiée

Tableau VI.14. Ferrailage des nervures à l'ELS.

localisation		M	A _{cal}	A _{adp}	choix
Travée	x-x	37,1	12,05	12,06	6HA16
	y-y	17,73	5,6	6,79	6HA12
Appui		-21,82	6,89	9,24	6HA14

➤ **Schéma de ferrailage** : voir annexe (19)

Conclusion

Conclusion générale

Toute étude nécessite le recours aux connaissances d'un ingénieur et le passage par différentes étapes de résolution et la précision de ces derniers est primordial pour l'élaboration de structures durables et fiables tout en se référant aux différents règlements.

L'étude de ce projet qui a pour thème (étude d'une construction R+10 a usage mixte habitation et commerces) nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation soit a l'intérieur ou bien a l'extérieur de l'université et d'enrichir d'avantage nos connaissances dans le domaine du génie civil, ainsi d'avoir une meilleure vision professionnel car nous avons étudié des problèmes qui décrivent et touche la réalité qui a une part très importante pour mieux s'insérer dans la vie professionnel.

L'étude nous a menée a dégager plusieurs conclusions dont principalement :

- Une meilleure étude d'une construction est assurée par l'enchaînement des étapes de calculs et de leurs précisions.
- Un bon pré-dimensionnement des éléments se fait en se basant sur les différents règlements.
- L'utilisation des outils de calcul numérique et dessin facilitent l'élaboration des projets et apporte un gain de temps appréciable.
- Nous avons constaté après calcul des poteaux en flexion composée qu'on aboutit à des ferraillements négatifs d'où nous avons ferrillé ses derniers avec le minimum du RPA.
- Après avoir effectué l'étude dynamique nous avons aboutit a un système de contreventement par voiles porteurs ainsi la bonne disposition de ces derniers, joue un rôle très important vis-à-vis du comportement de la structures face aux sollicitations sismiques.
- Les différents règlements tels que (RPA, BAEL, CBA ...) favorisent la sécurité avant l'économie et ce en utilisant des coefficients de majoration pour les chargements et prévoir des combinaisons les plus défavorables pour les calculs des ferraillements.
- L'élaboration de plans (ferraillements-coffrages) qui est le but d'une étude d'ouvrage est primordiale pour mieux interpréter les résultats obtenus.

Au final l'ingénieur doit assurer deux critère lors d'étude d'un ouvrage dont résistance et économie en variant les sections de béton et d'aciers choisis tout en prenant le soin d'établir les différentes vérifications ainsi que les minimums exigés par les différents règlements afin d'élaborer des constructions fiables, durables et non onéreuses.

Bibliographie

Bibliographie

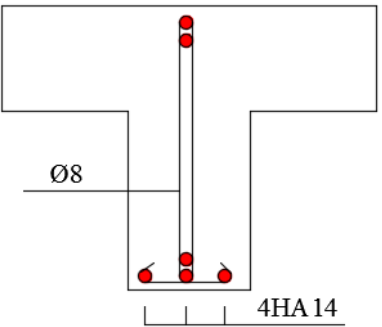
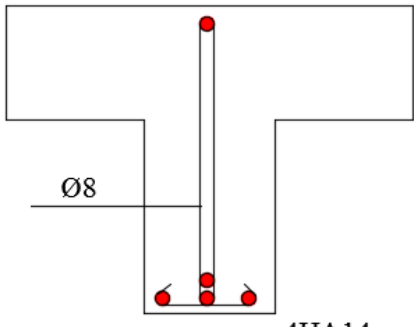
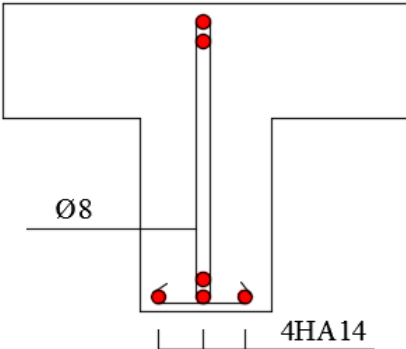
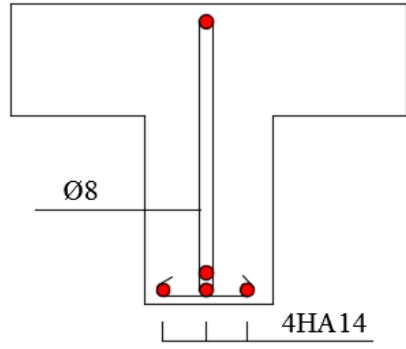
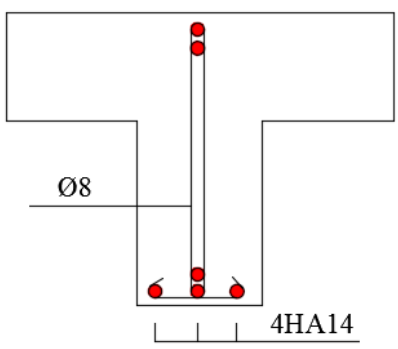
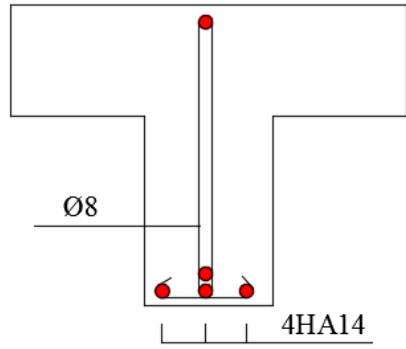
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93)
- Règlement Parasismique Algérien, RPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99)
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2)
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331)
- Cours de béton armé, 3ème, Master 1 et Master 2
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciel

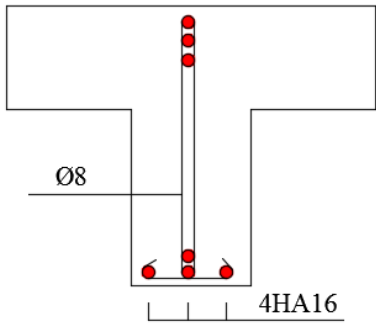
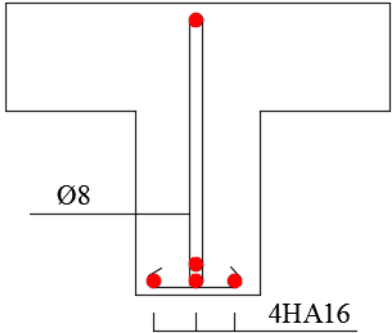
- ETABS V2016
- Auto CAD 2016

Annexes

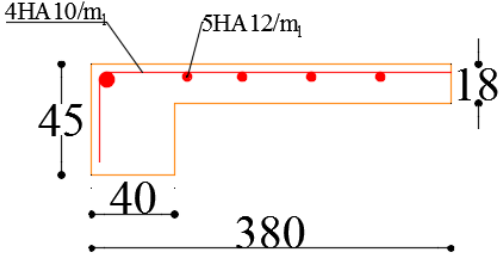
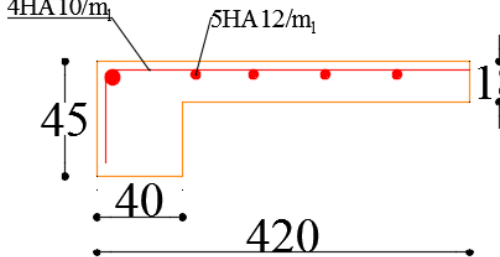
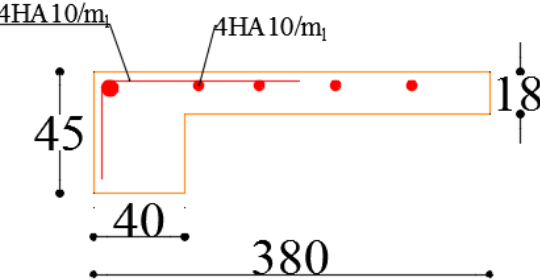
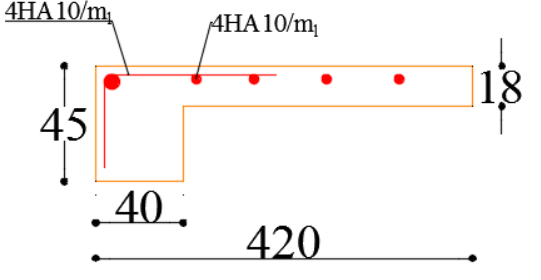
ANNEXE 1

Poutrelle E.C Appui	Poutre E.C Travée
<p>1HA 12(fil)+1HA 10(chapeau)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>	<p>1HA 12(fil)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>
Poutres niveau 2 Appui	Poutre niveau 2 Travée
<p>1HA 12(fil)+1HA 12(chapeau)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>	<p>1HA 12(fil)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>
Poutres niveau 3 Appui	Poutre niveau 3 Travée
<p>1HA 12(fil)+1HA 12(chapeau)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>	<p>1HA 12(fil)</p>  <p>Ø8</p> <p>4HA 14</p>

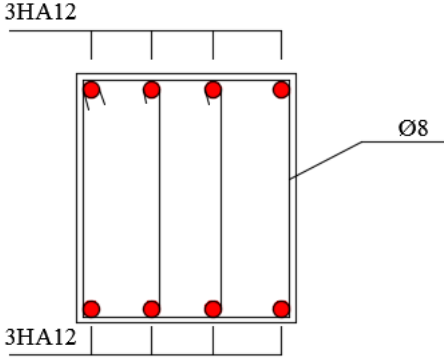
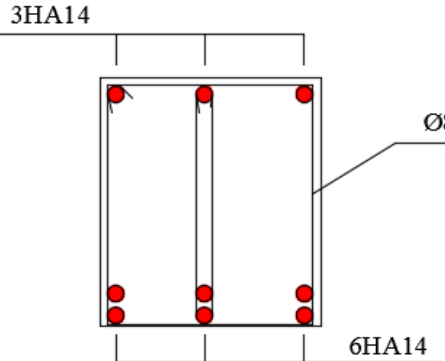
ANNEXE 2

Poutres niveau 4 Appui	Poutre niveau 4 Travée
<p data-bbox="256 344 580 376">1HA14(fil)+2HA12(chapeau)</p>  <p data-bbox="384 591 421 622">Ø8</p> <p data-bbox="587 719 671 750">4HA16</p>	<p data-bbox="979 344 1112 376">1HA14(fil)</p>  <p data-bbox="975 618 1011 649">Ø8</p> <p data-bbox="1187 734 1272 766">4HA16</p>

ANNEXE 3

Ferrailage Nervures Sens X-X Travée	Ferrailage Nervures Sens X-X Appui
<p style="text-align: center;"><u>Sens principale Lx</u></p> 	<p style="text-align: center;"><u>Sens secondaire Ly</u></p> 
Ferrailage Nervures Sens Y-Y Travée	Ferrailage Nervures Sens Y-Y Travée
<p style="text-align: center;"><u>Appui Lx</u></p> 	<p style="text-align: center;"><u>Appui Ly</u></p> 

ANNEXE 4

Ferrailage Poutre Noyée	Ferrailage Poutre Brisée
 <p>3HA12</p> <p>Ø8</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA14</p> <p>Ø8</p> <p>6HA14</p>

ANNEXE 5

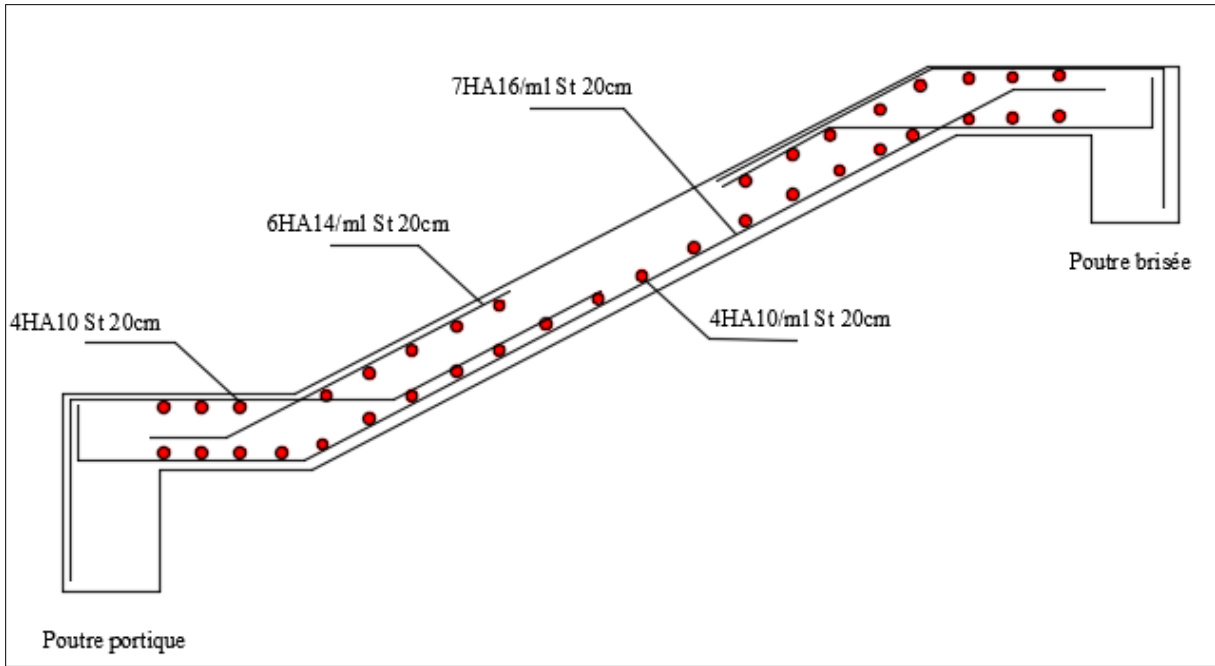


Schéma de ferrailage escalier volée 1

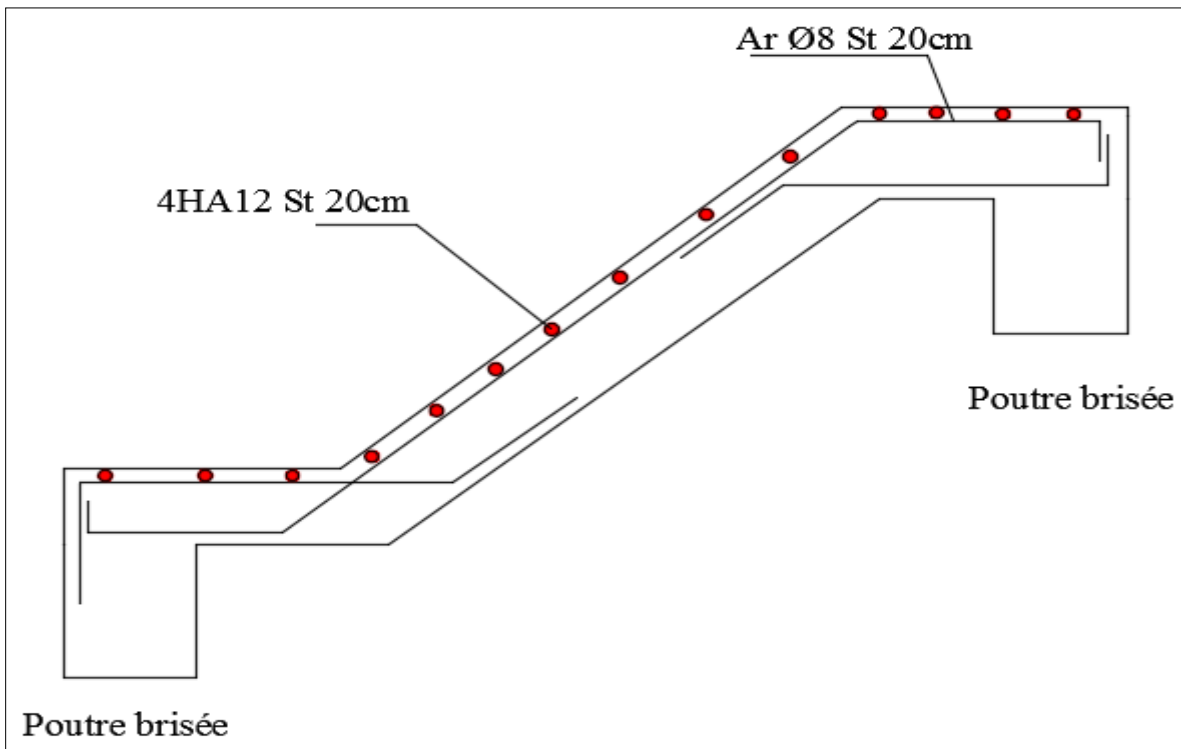
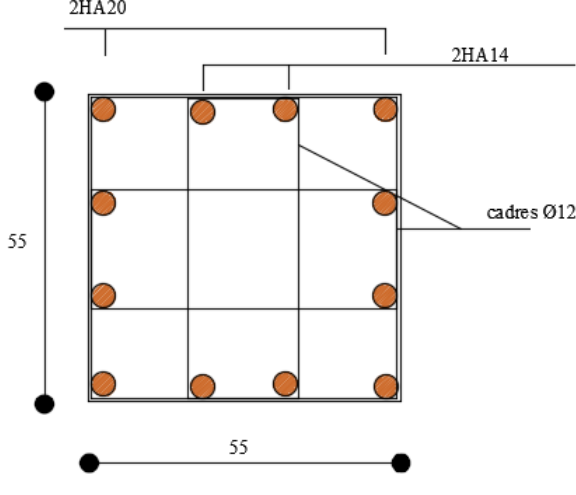
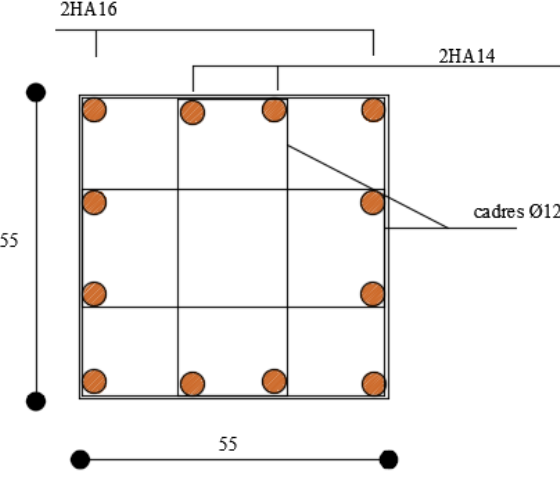
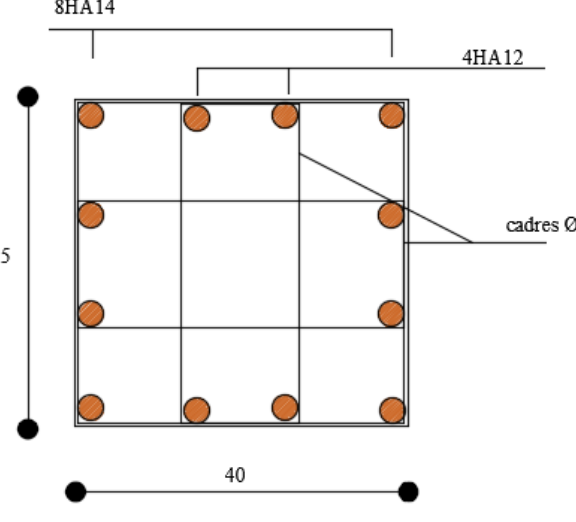


Schéma de ferrailage escalier volée 2

ANNEXE6

<p style="text-align: center;">Poteau niveau 1</p> <p>2HA25 2HA20+1HA16 milieu 80 80 cadres Ø12</p>	<p style="text-align: center;">Poteau niveau 2</p> <p>2HA25 2HA16+1HA20 milieu 80 75 cadres Ø12</p>
<p style="text-align: center;">Poteau niveau 3-4</p> <p>3HA20 2HA16 milieu 70 70 cadres Ø12</p>	<p style="text-align: center;">Poteau niveau 5</p> <p>3HA20 2HA14 milieu 65 65 cadres Ø12</p>
<p style="text-align: center;">Poteau niveau 6</p> <p>2HA20 2HA14+1HA16 milieu 65 60 cadres Ø12</p>	<p style="text-align: center;">Poteau niveau 7-8</p> <p>2HA20 2HA16 milieu 60 60 cadres Ø12</p>

ANNEXE 7

Poteau niveau 9-10	Poteau niveau 11-12
 <p>Reinforcement diagram for Poteau niveau 9-10. The diagram shows a square cross-section with a side length of 55. It features a grid of reinforcement bars. The top horizontal bar is labeled 2HA20, and the bottom horizontal bar is labeled 2HA14. The vertical bars are labeled cadres Ø12. The diagram includes dimension lines for the 55x55 size and labels for the reinforcement types.</p>	 <p>Reinforcement diagram for Poteau niveau 11-12. The diagram shows a square cross-section with a side length of 55. It features a grid of reinforcement bars. The top horizontal bar is labeled 2HA16, and the bottom horizontal bar is labeled 2HA14. The vertical bars are labeled cadres Ø12. The diagram includes dimension lines for the 55x55 size and labels for the reinforcement types.</p>
Poteau niveau 13-14	
 <p>Reinforcement diagram for Poteau niveau 13-14. The diagram shows a square cross-section with a width of 40 and a height of 45. It features a grid of reinforcement bars. The top horizontal bar is labeled 8HA14, and the bottom horizontal bar is labeled 4HA12. The vertical bars are labeled cadres Ø8. The diagram includes dimension lines for the 40x45 size and labels for the reinforcement types.</p>	

ANNEXE 8

<p style="text-align: center;">Poutres niveau 1 Appui</p> <p>4HA16+4HA12(chappeau)</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA16+4HA12</p> <p>2Ø10</p>	<p style="text-align: center;">Poutre niveau 1 Travée</p> <p>4HA16</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA16+4HA12</p> <p>2Ø10</p>
<p style="text-align: center;">Poutres niveau 2 Appui</p> <p>4HA16+4HA14(chappeau)</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA16+4HA14</p> <p>2Ø10</p>	<p style="text-align: center;">Poutre niveau 2 Travée</p> <p>4HA16</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA16+4HA14</p> <p>2Ø10</p>
<p style="text-align: center;">Poutres niveau 3 Appui</p> <p>4HA16+2HA14 et 2HA16(chappeau)</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA20+4HA16</p> <p>2Ø10</p>	<p style="text-align: center;">Poutre niveau 3 Travée</p> <p>4HA16</p> <p>45</p> <p>40</p> <p>4HA20+4HA16</p> <p>2Ø10</p>

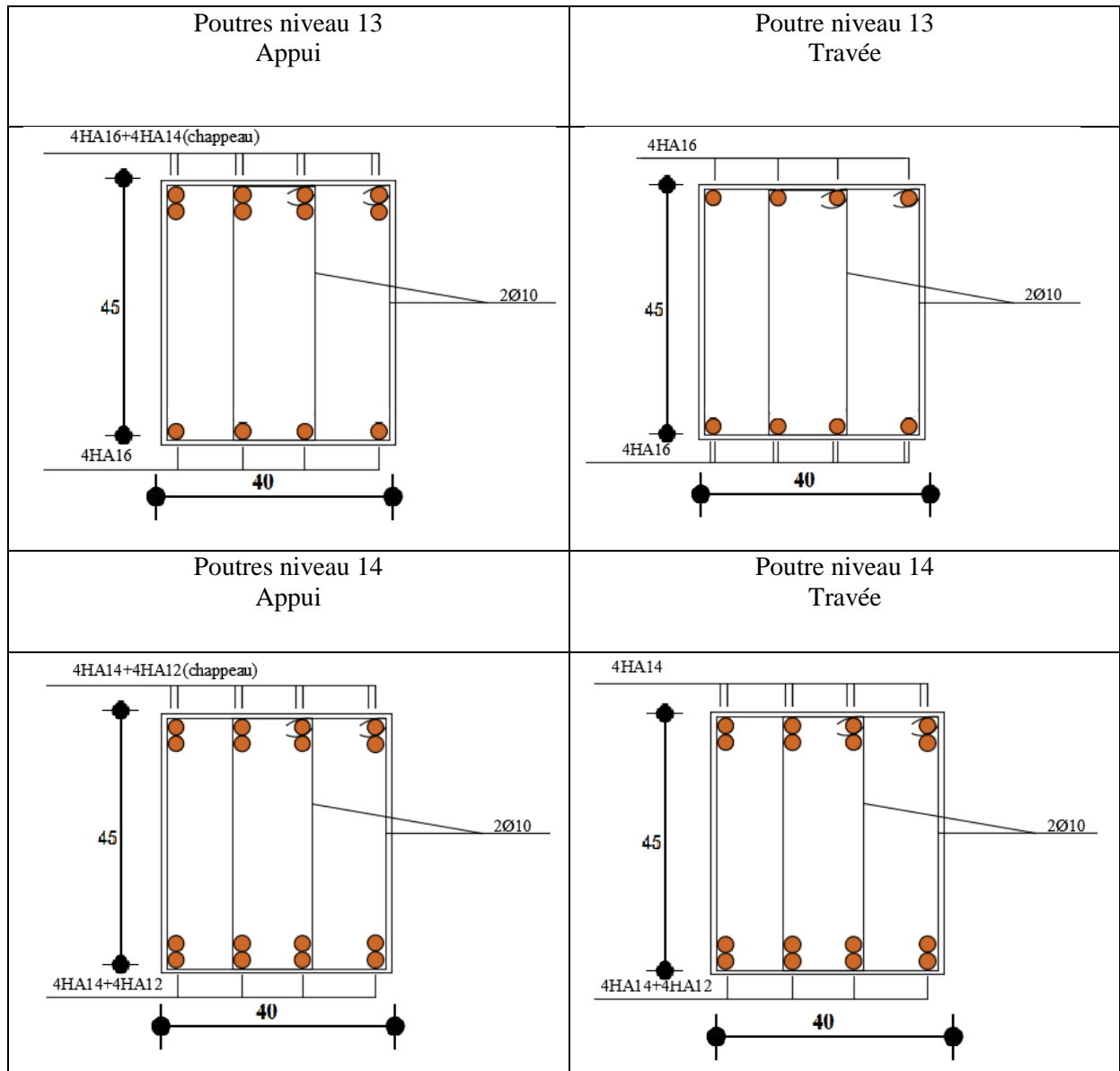
ANNEXE 9

<p>Poutres niveau 4 Appui</p>	<p>Poutre niveau 4 Travée</p>
<p>Poutres niveau 5 Appui</p>	<p>Poutre niveau 5 Travée</p>
<p>Poutres niveau 6 Appui</p>	<p>Poutre niveau 6 Travée</p>

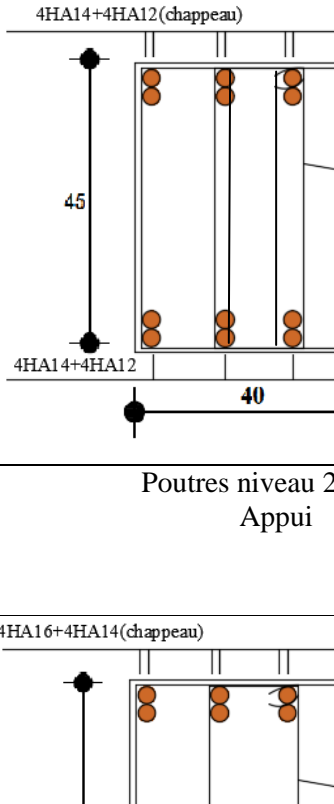
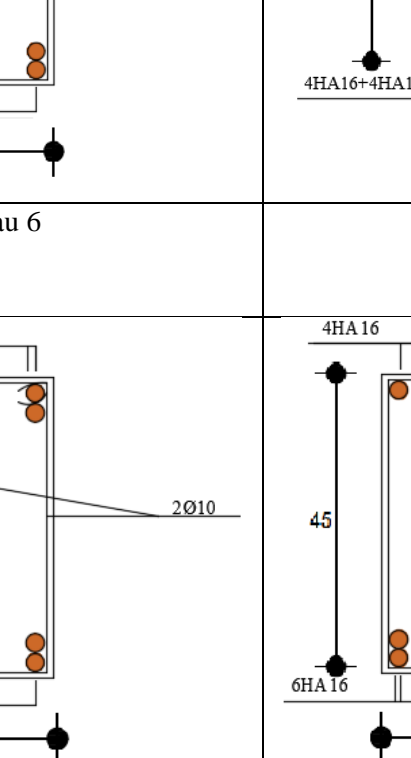
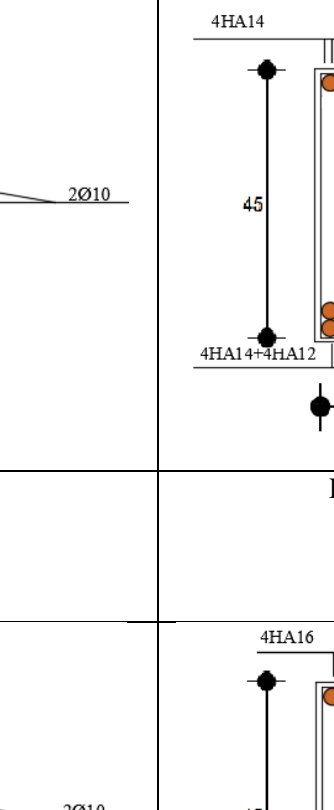
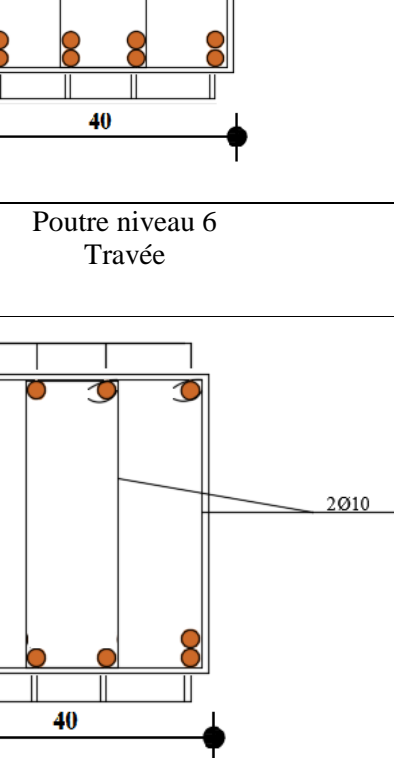
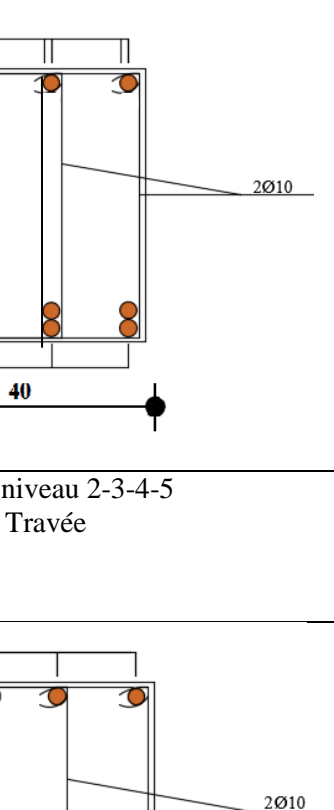
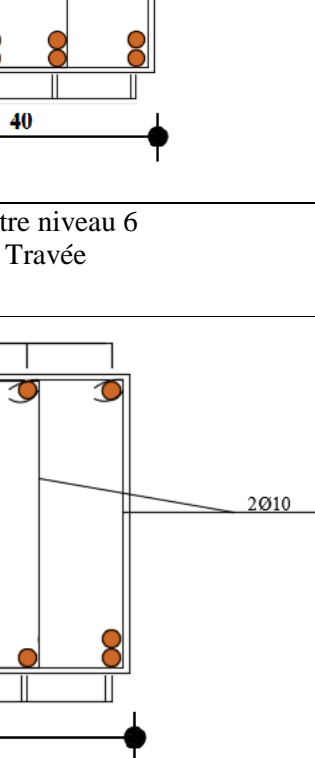
ANNEXE 10

<p>Poutres niveau 7-8 Appui</p>	<p>Poutre niveau 7-8 Travée</p>
<p>Poutres niveau 9 Appui</p>	<p>Poutre niveau 9 Travée</p>
<p>Poutres niveau 10-11-12 Appui</p>	<p>Poutre niveau 10-11-12 Travée</p>

ANNEXE 11



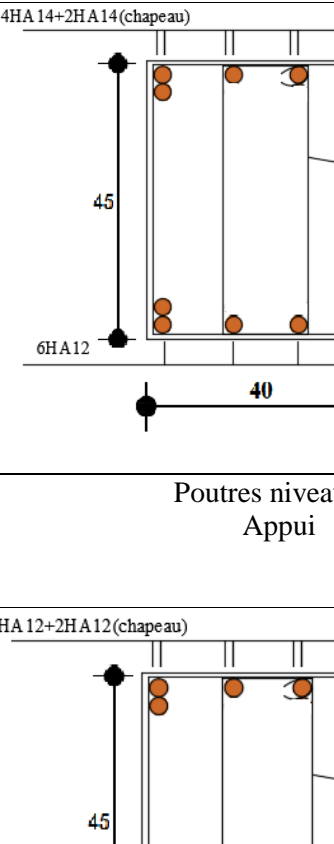
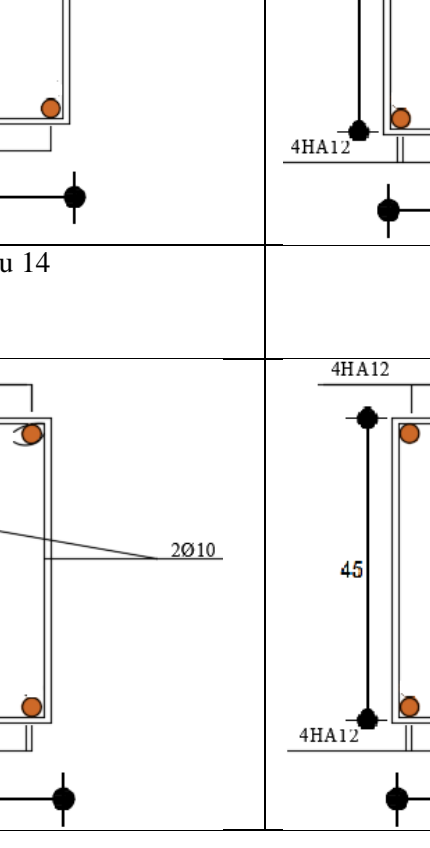
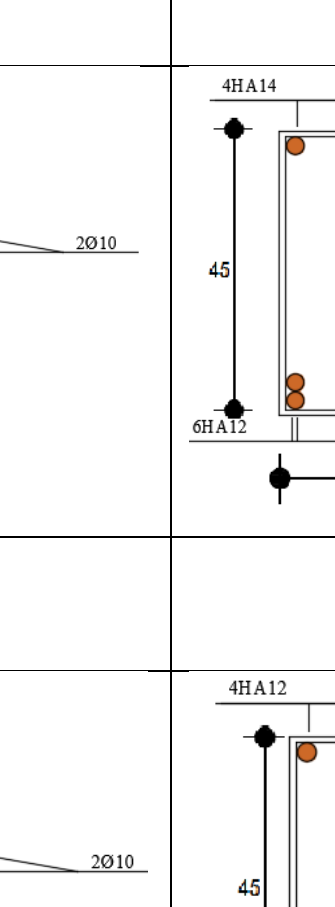
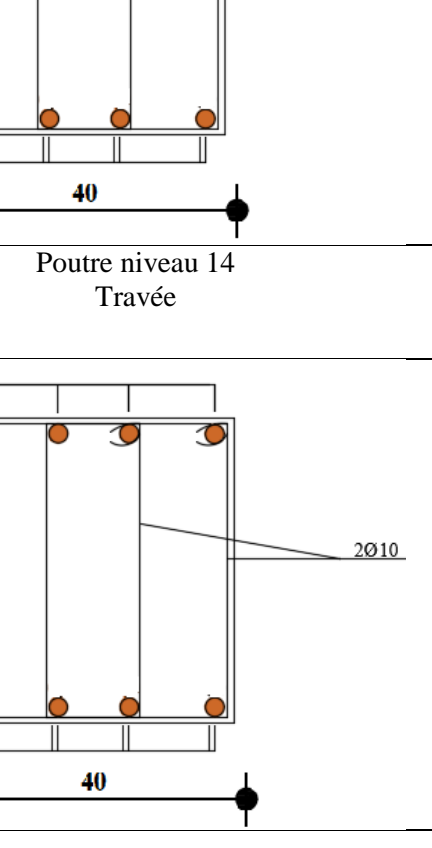
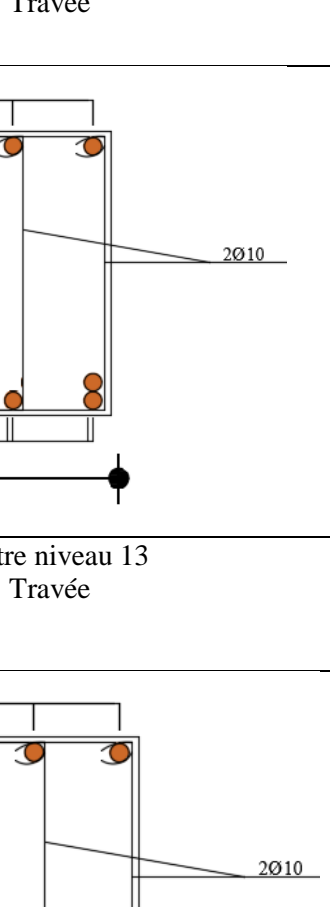
ANNEXE 12

<p>Poutres niveau 1 Appui</p>	<p>Poutre niveau 1 Travée</p>
	
<p>Poutres niveau 2-3-4-5 Appui</p>	<p>Poutre niveau 2-3-4-5 Travée</p>
	
<p>Poutres niveau 6 Appui</p>	<p>Poutre niveau 6 Travée</p>
	

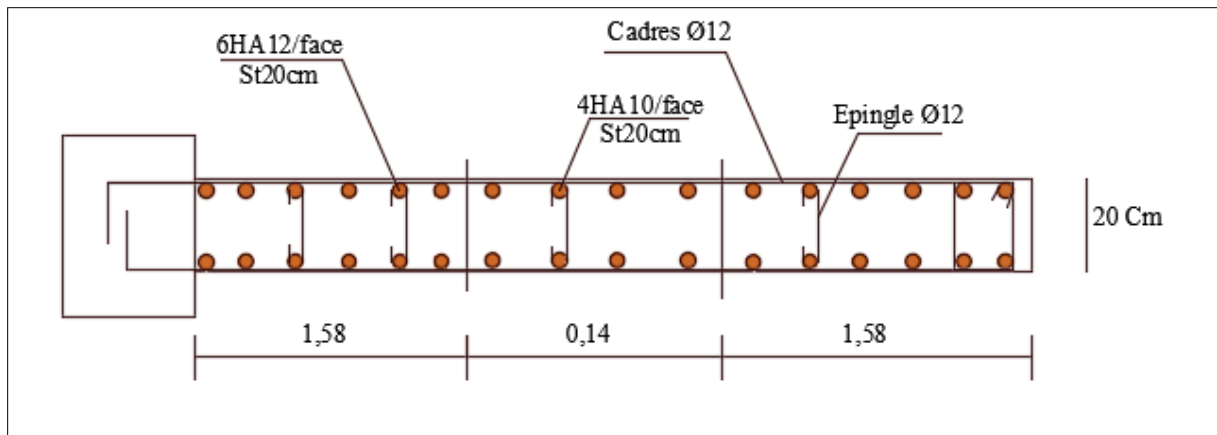
ANNEXE 13

<p>Poutres niveau 7-8 Appui</p>	<p>Poutre niveau 7-8 Travée</p>
<p>Poutres niveau 9 Appui</p>	<p>Poutre niveau 9 Travée</p>
<p>Poutres niveau 10-11 Appui</p>	<p>Poutre niveau 10-11 Travée</p>

ANNEXE 14

<p>Poutres niveau 12 Appui</p>	<p>Poutre niveau 12 Travée</p>
 <p>4HA14+2HA14(chapeau)</p> <p>45</p> <p>6HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>	 <p>4HA14</p> <p>45</p> <p>6HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>
<p>Poutres niveau 13 Appui</p>	<p>Poutre niveau 13 Travée</p>
 <p>4HA12+2HA12(chapeau)</p> <p>45</p> <p>4HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>	 <p>4HA12</p> <p>45</p> <p>4HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>
<p>Poutres niveau 14 Appui</p>	<p>Poutre niveau 14 Travée</p>
 <p>4HA12</p> <p>45</p> <p>4HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>	<p>4HA12</p> <p>45</p> <p>4HA12</p> <p>40</p> <p>2Ø10</p>

ANNEXE 16



Exemple de ferrailage voile (voile groupe 1)

ANNEXE 17

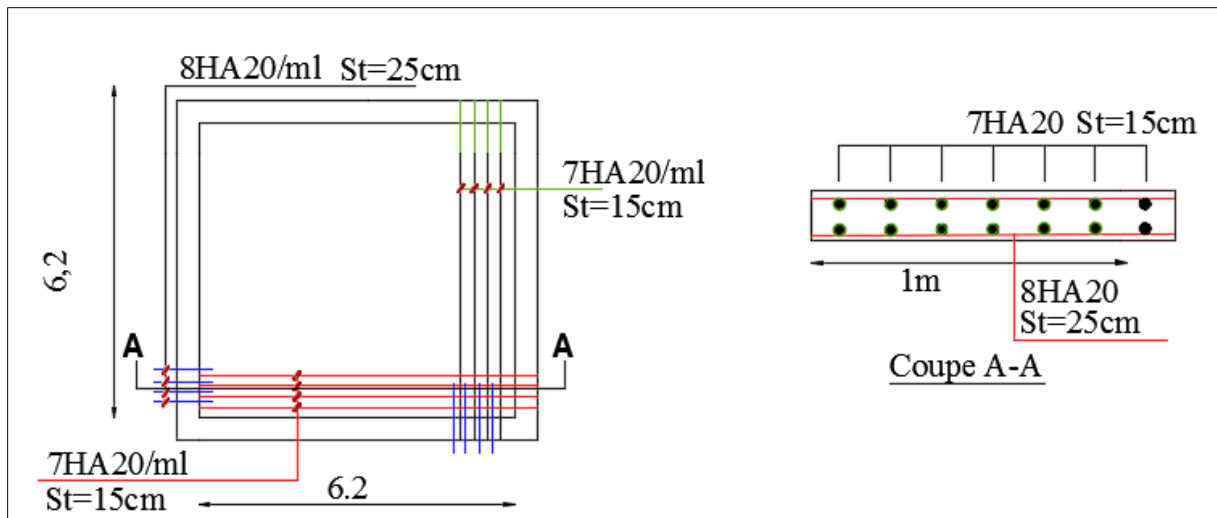
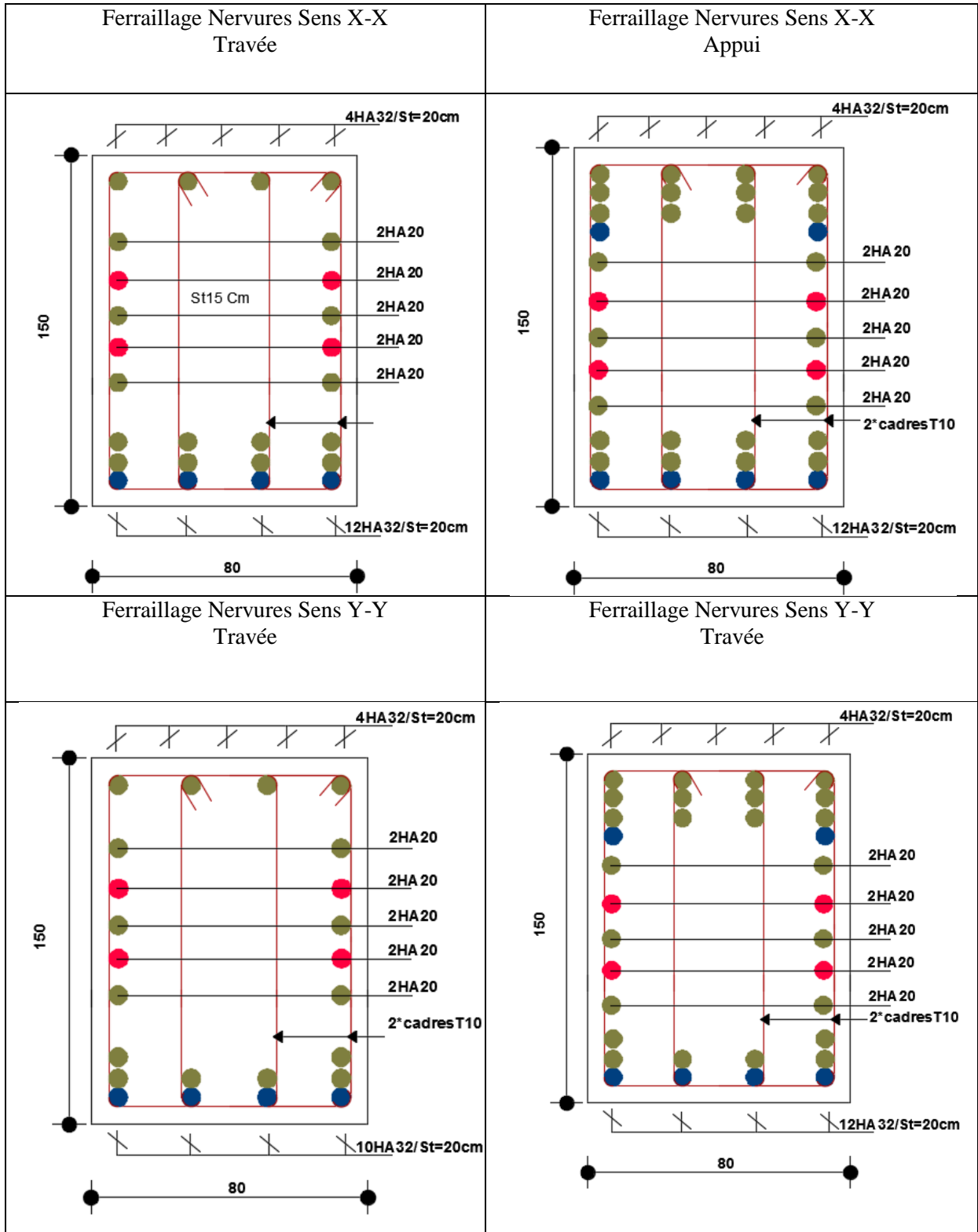


Schéma ferrailage radier

ANNEXE 18



ANNEXE 19

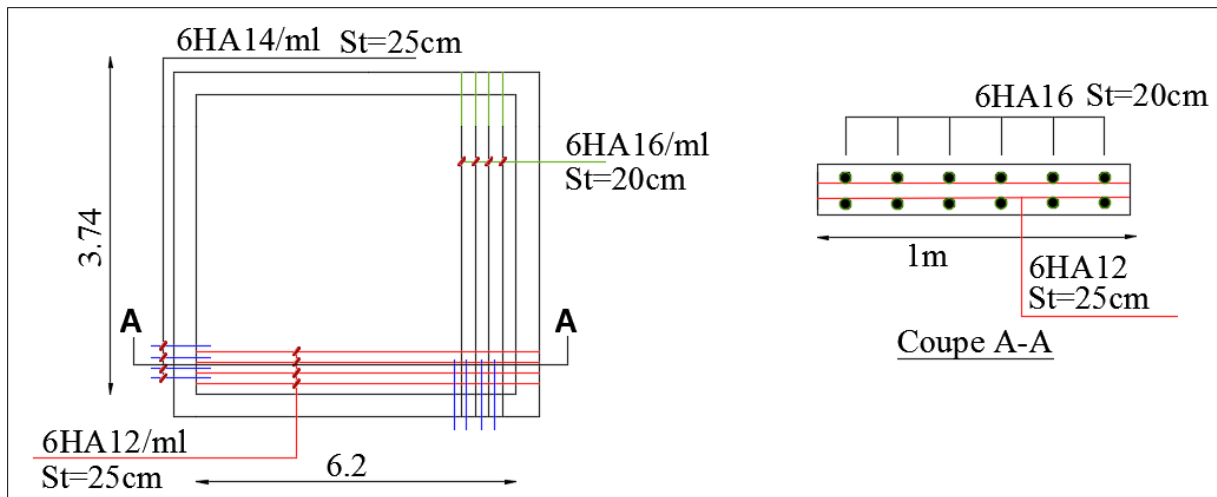


Schéma ferrailage voile périphérique

ANNEXE 20

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

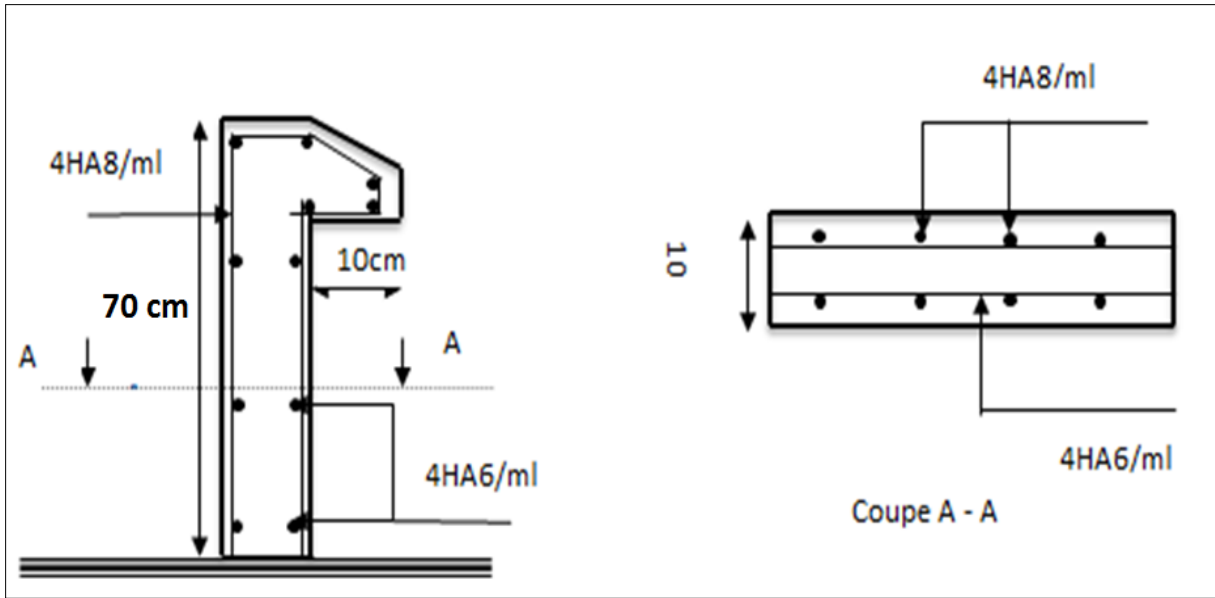
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE 21

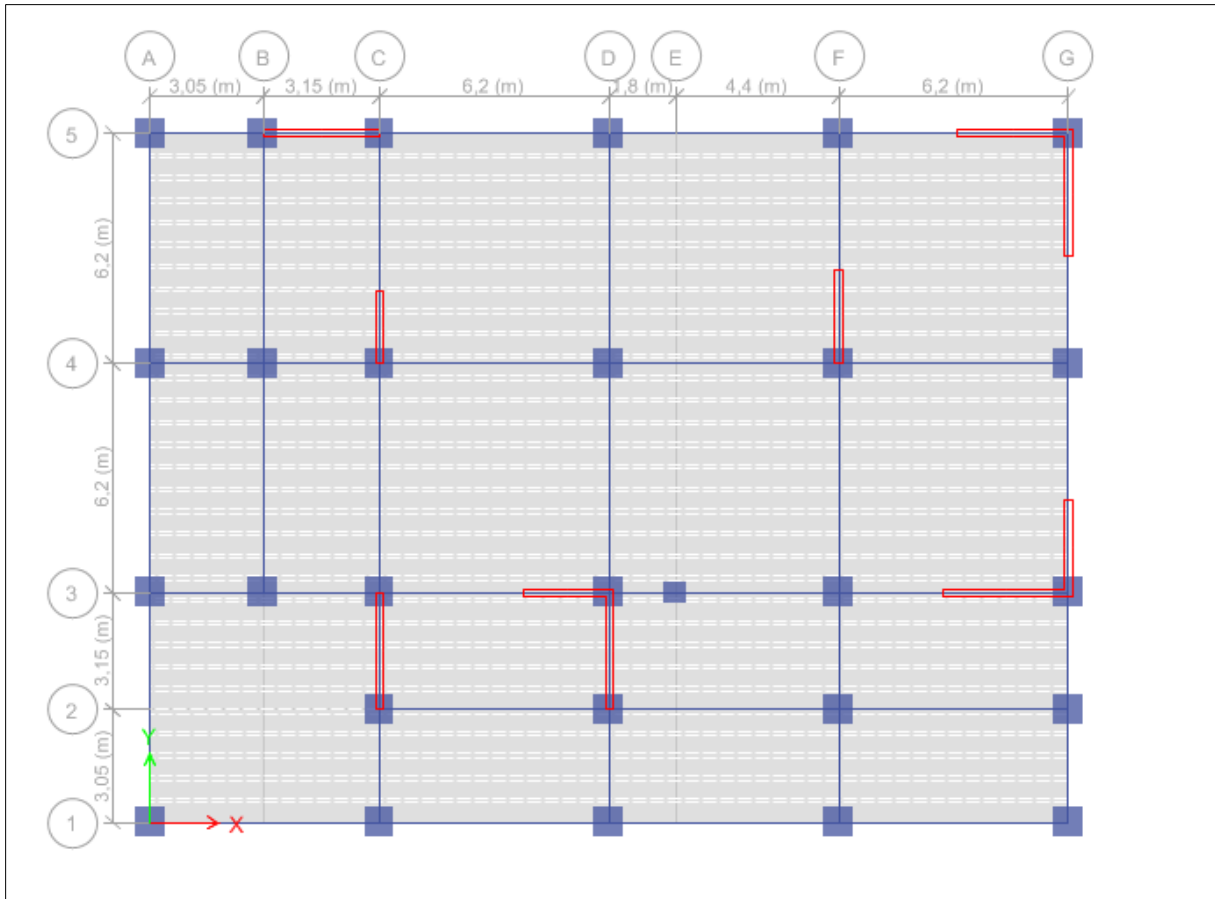
Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	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	19.63	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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 22

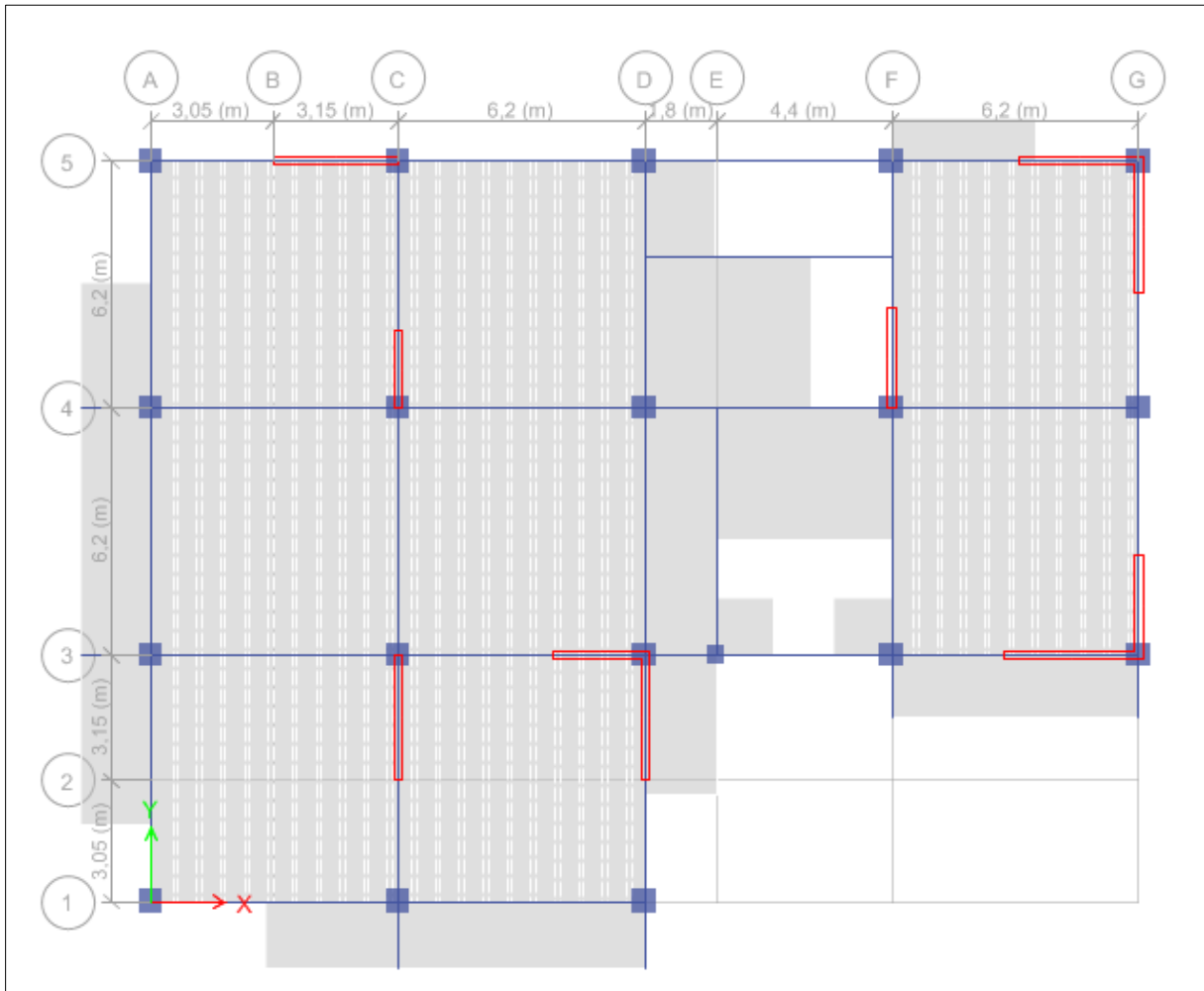


ANNEXE 23



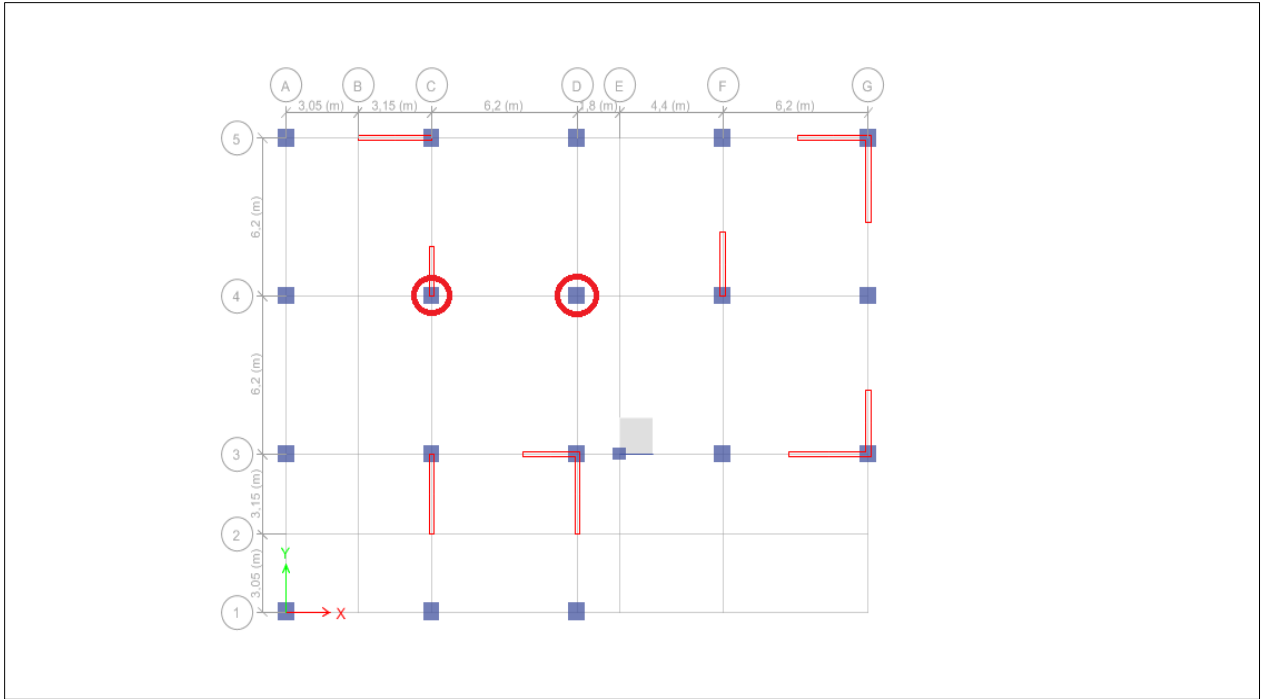
Disposition des poutrelles niveau RDC 1 et 2

ANNEXE 24



Disposition des poutrelles niveaux Etage courant

ANNEXE 25

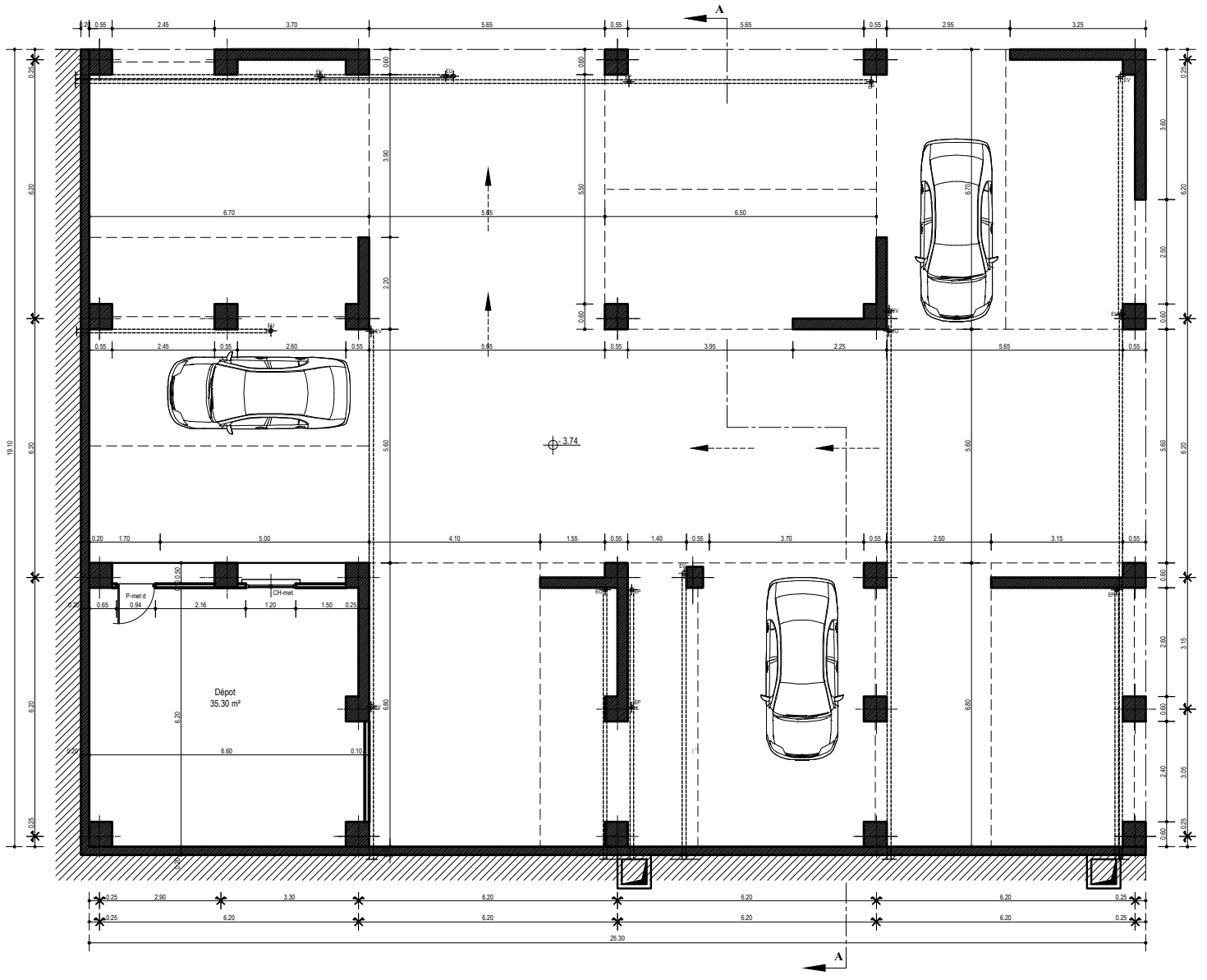


Localisation des poteaux C4 et D4

Plans architectural

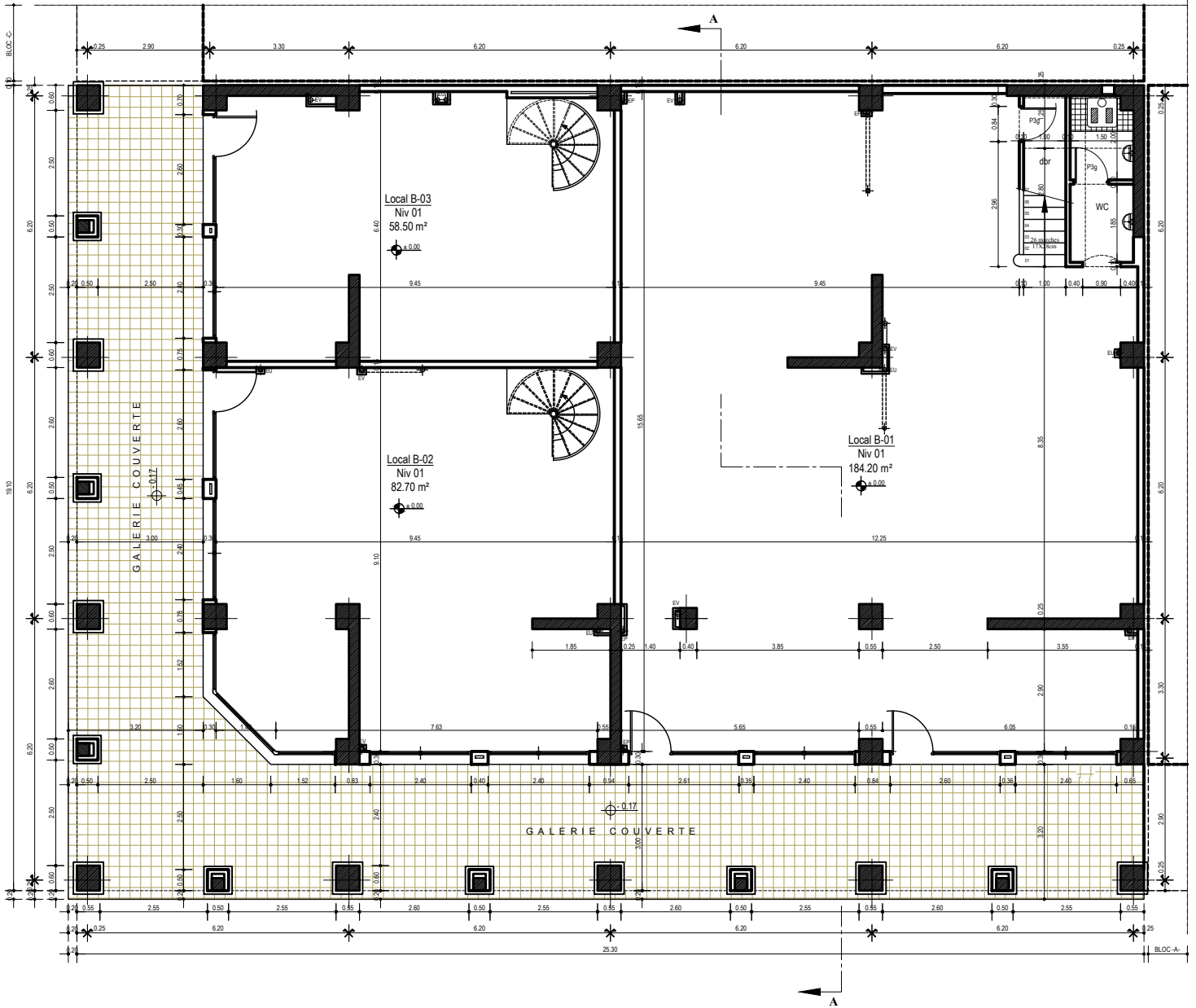
VUE EN PLAN DU SOUS-SOL
(Parking souterrain)

Echelle : 1/50

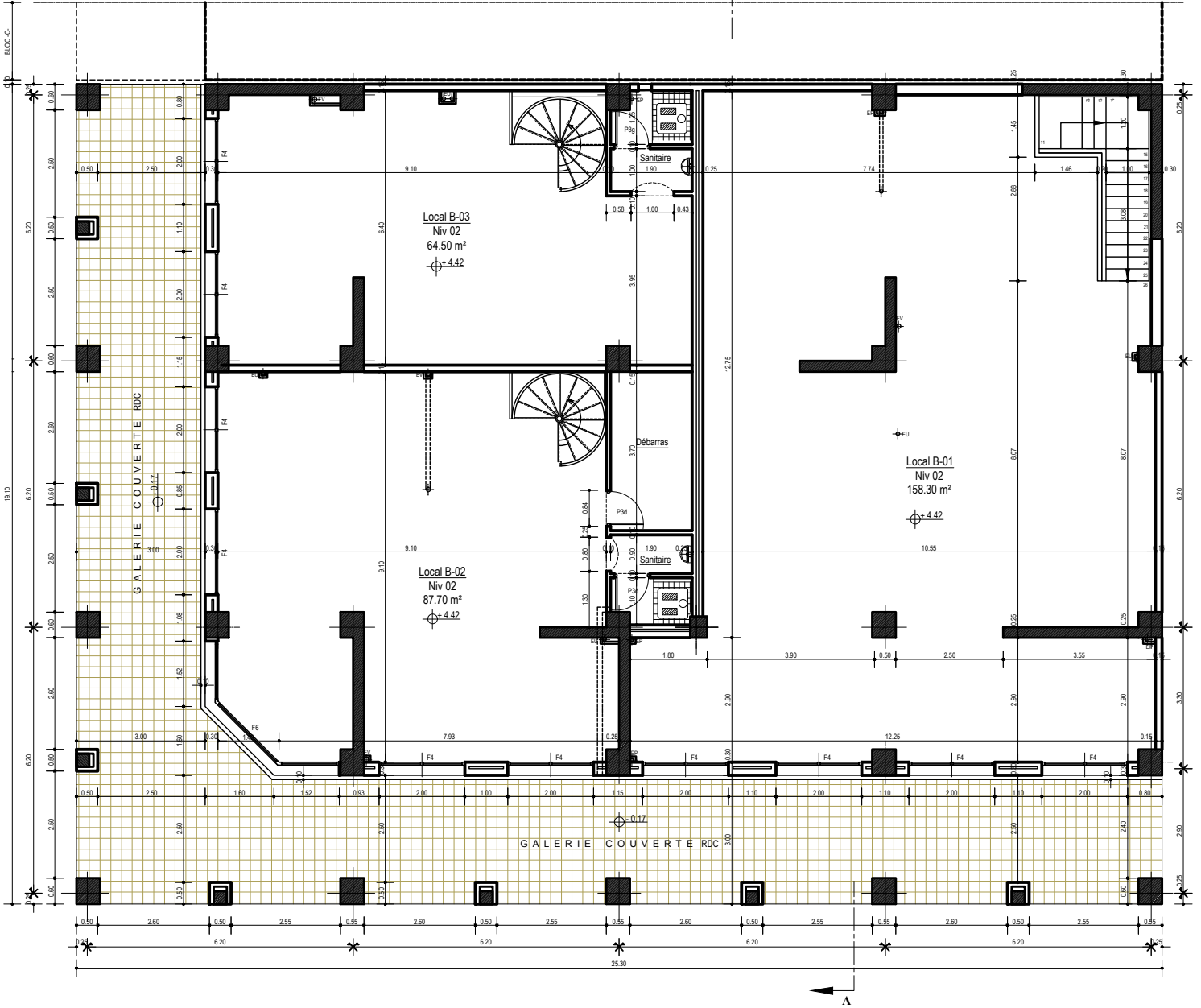


VUE EN PLAN DU RDC Niveau-1

Echelle : 1/50



VUE EN PLAN DU RDC Niveau-2
Echelle : 1/50



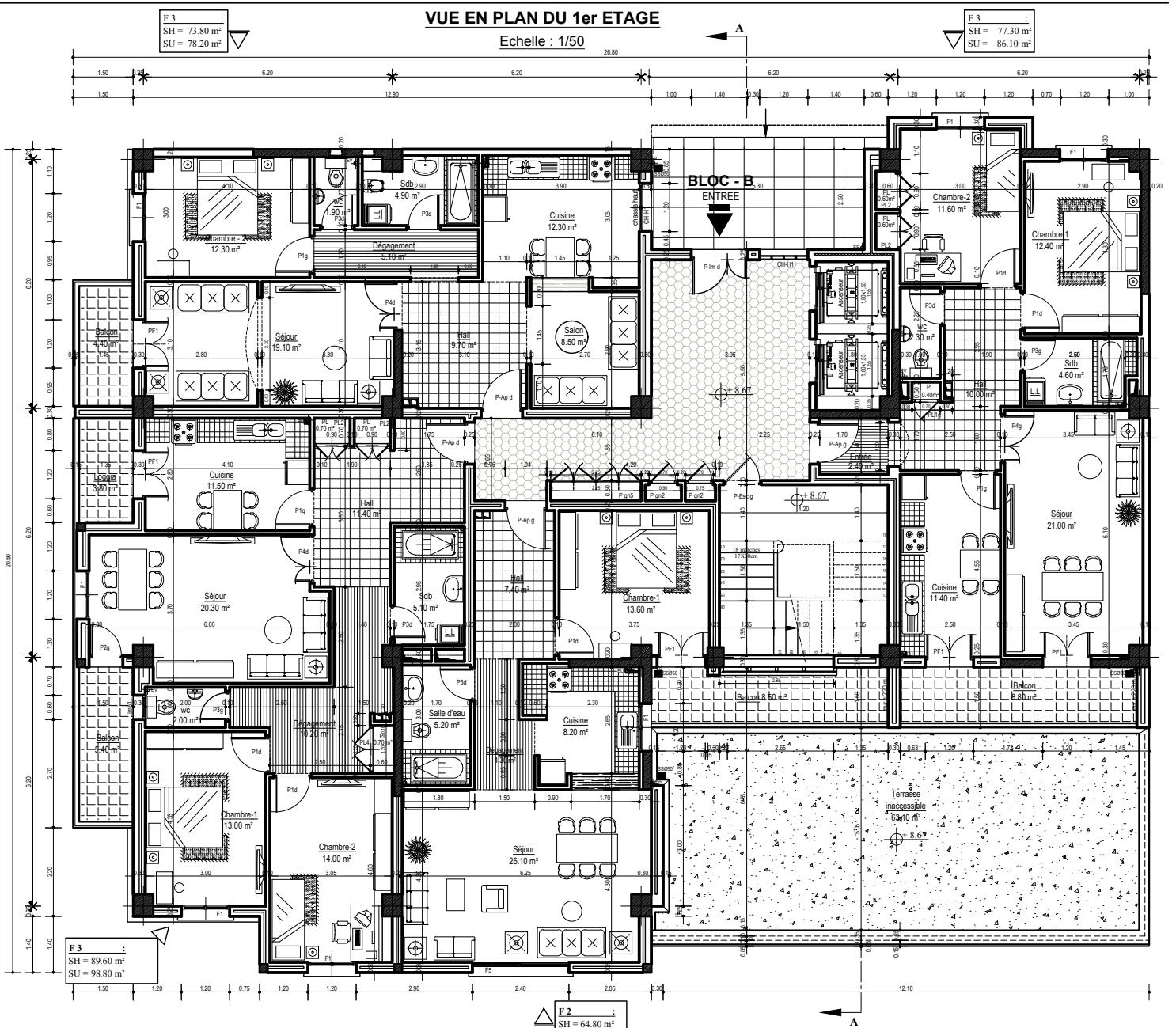
VUE EN PLAN DU 1er ETAGE

Echelle : 1/50

F 3
SH = 73.80 m²
SUJ = 78.20 m²

F 3
SH = 77.30 m²
SUJ = 86.10 m²

F 2
SH = 64.80 m²

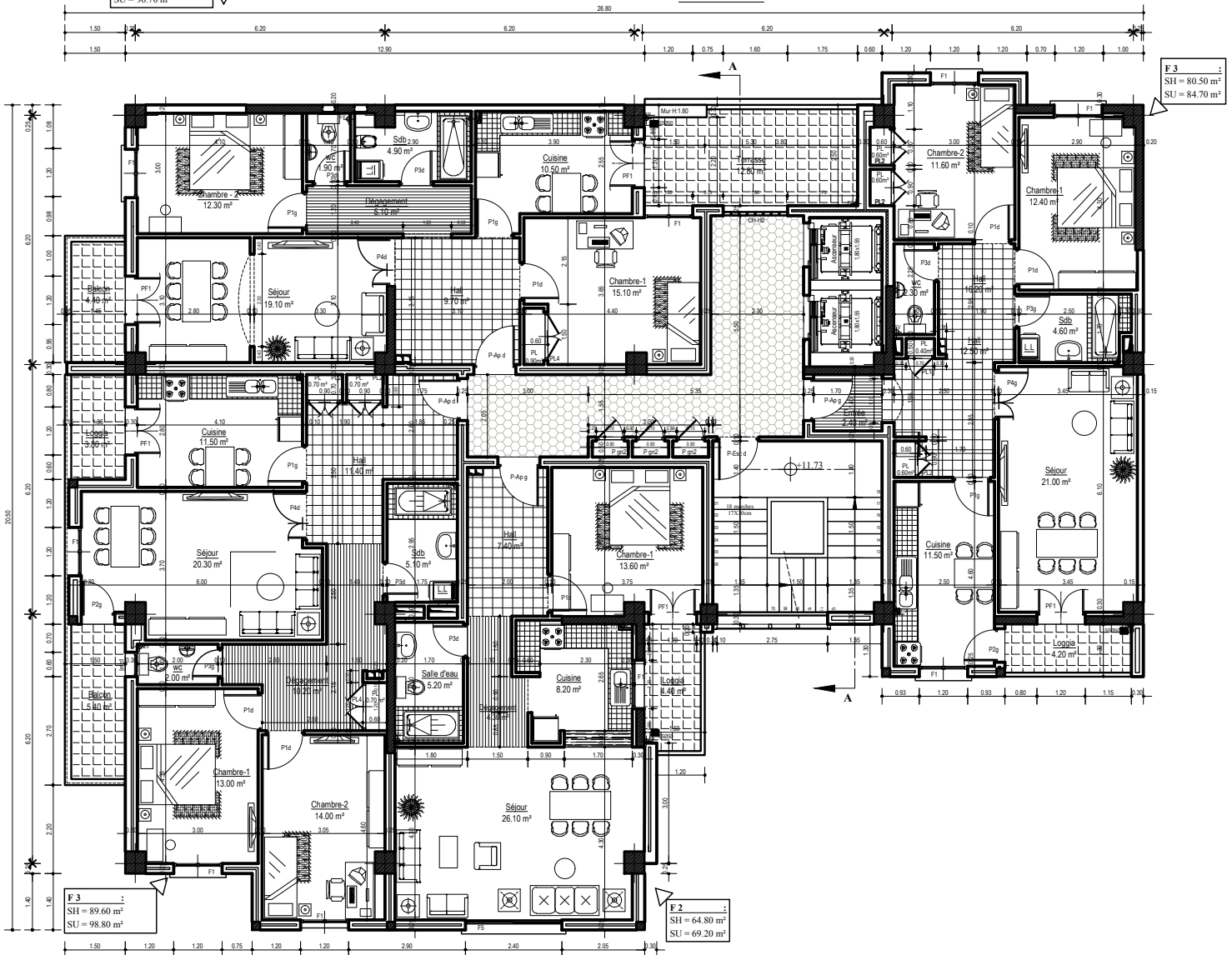


VUE EN PLAN DU 2eme ETAGE

Echelle : 1/50

F.3 :
SH = 79.50 m²
SU = 96.70 m²

F.3 :
SH = 80.50 m²
SU = 84.70 m²



F.3 :
SH = 89.60 m²
SU = 98.80 m²

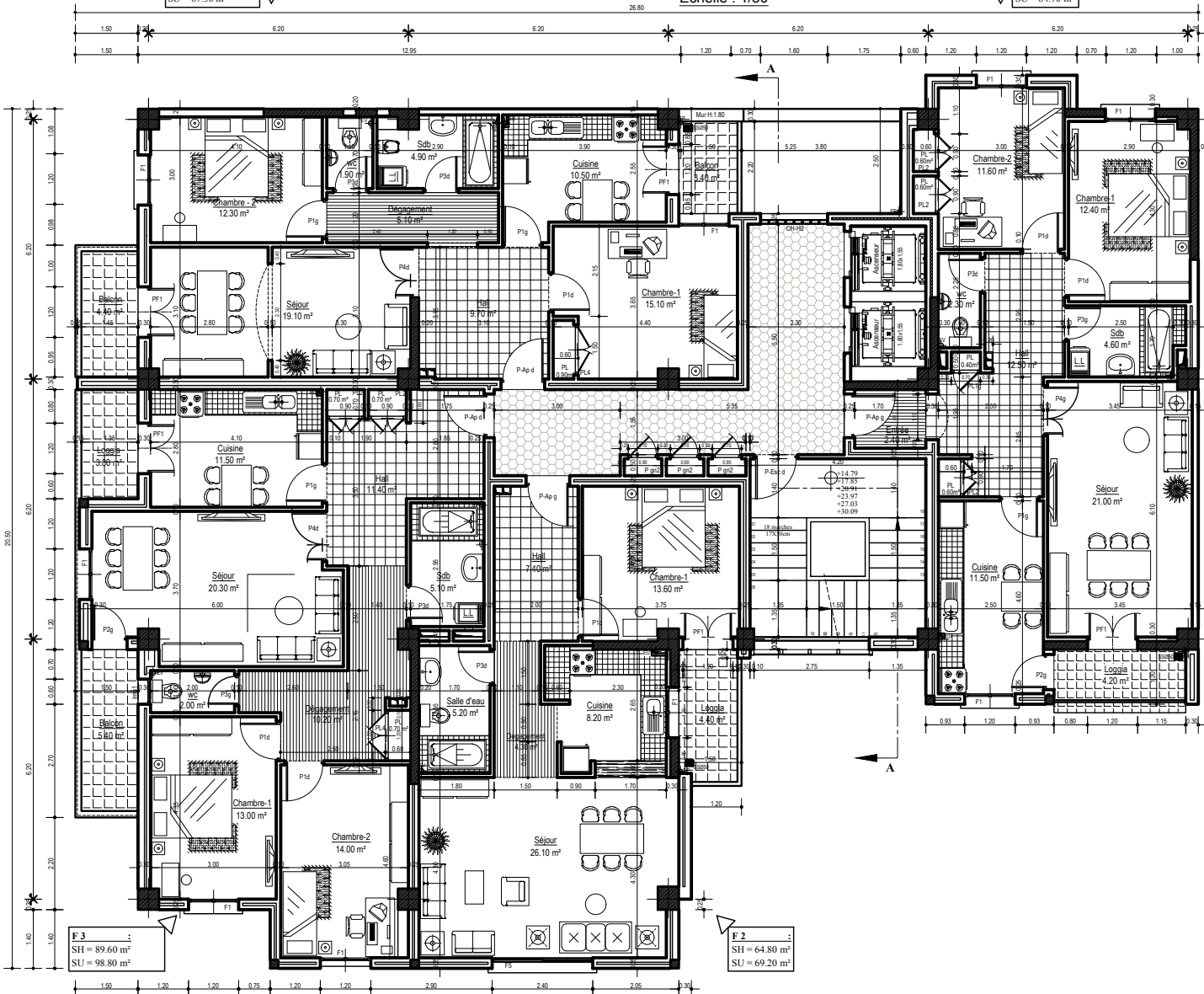
F.2 :
SH = 64.80 m²
SU = 69.20 m²

VUE EN PLAN DES ETAGES 3 à 8

Echelle : 1/50

F 3 :
SH = 79.50 m²
SUJ = 87.30 m²

F 3 :
SH = 80.50 m²
SUJ = 84.70 m²

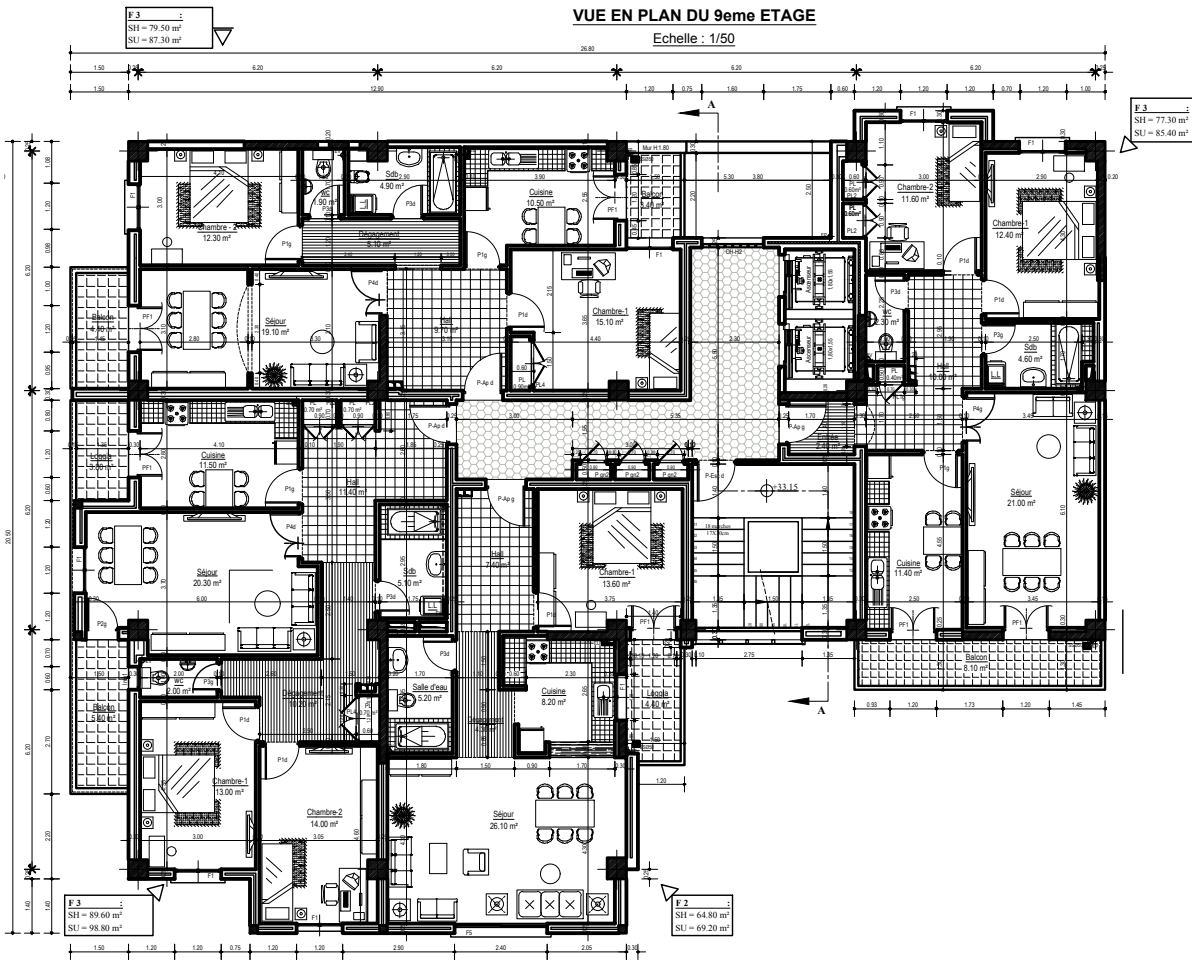


F 3 :
SH = 89.60 m²
SUJ = 98.80 m²

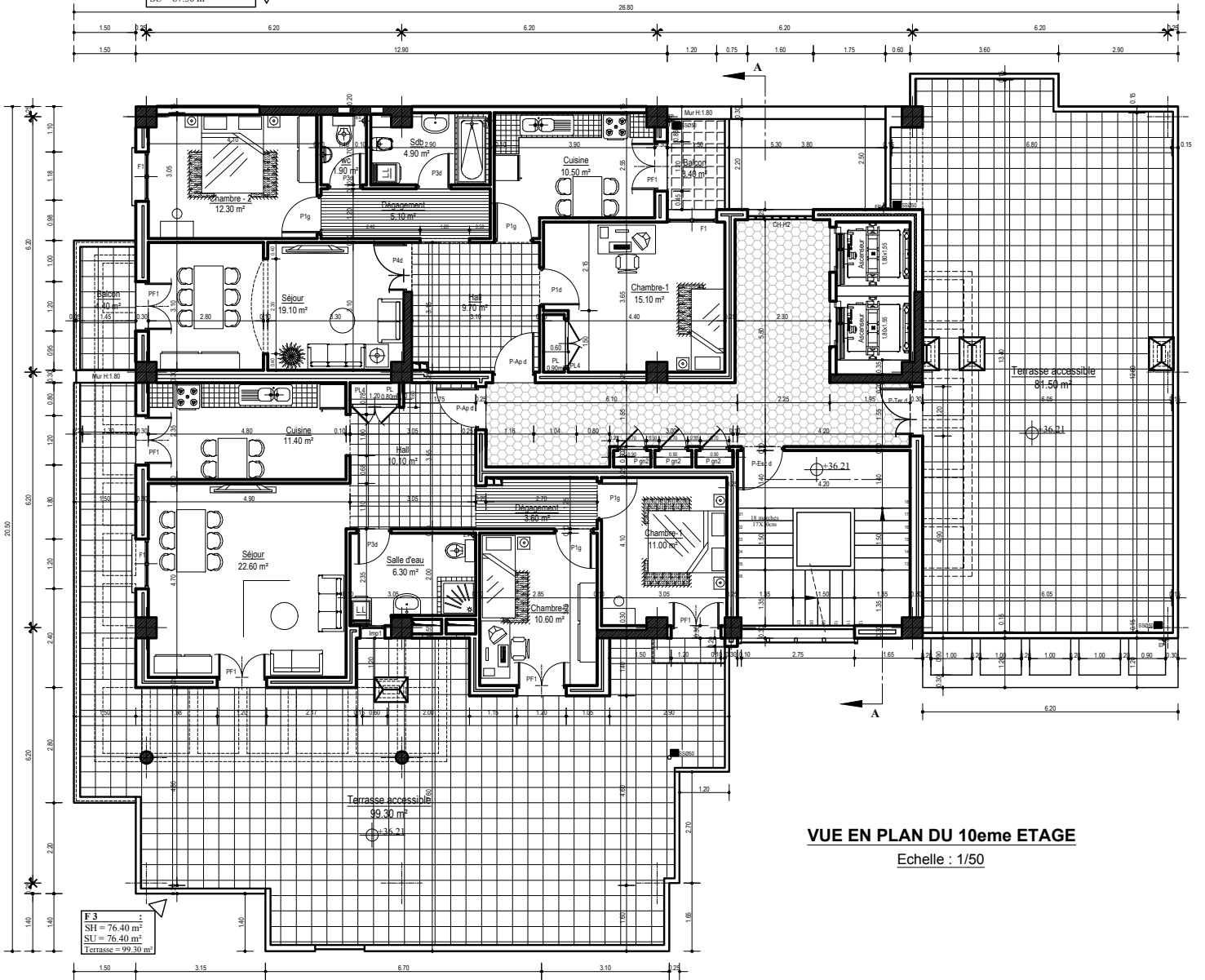
F 2 :
SH = 64.80 m²
SUJ = 69.20 m²

VUE EN PLAN DU 9eme ETAGE

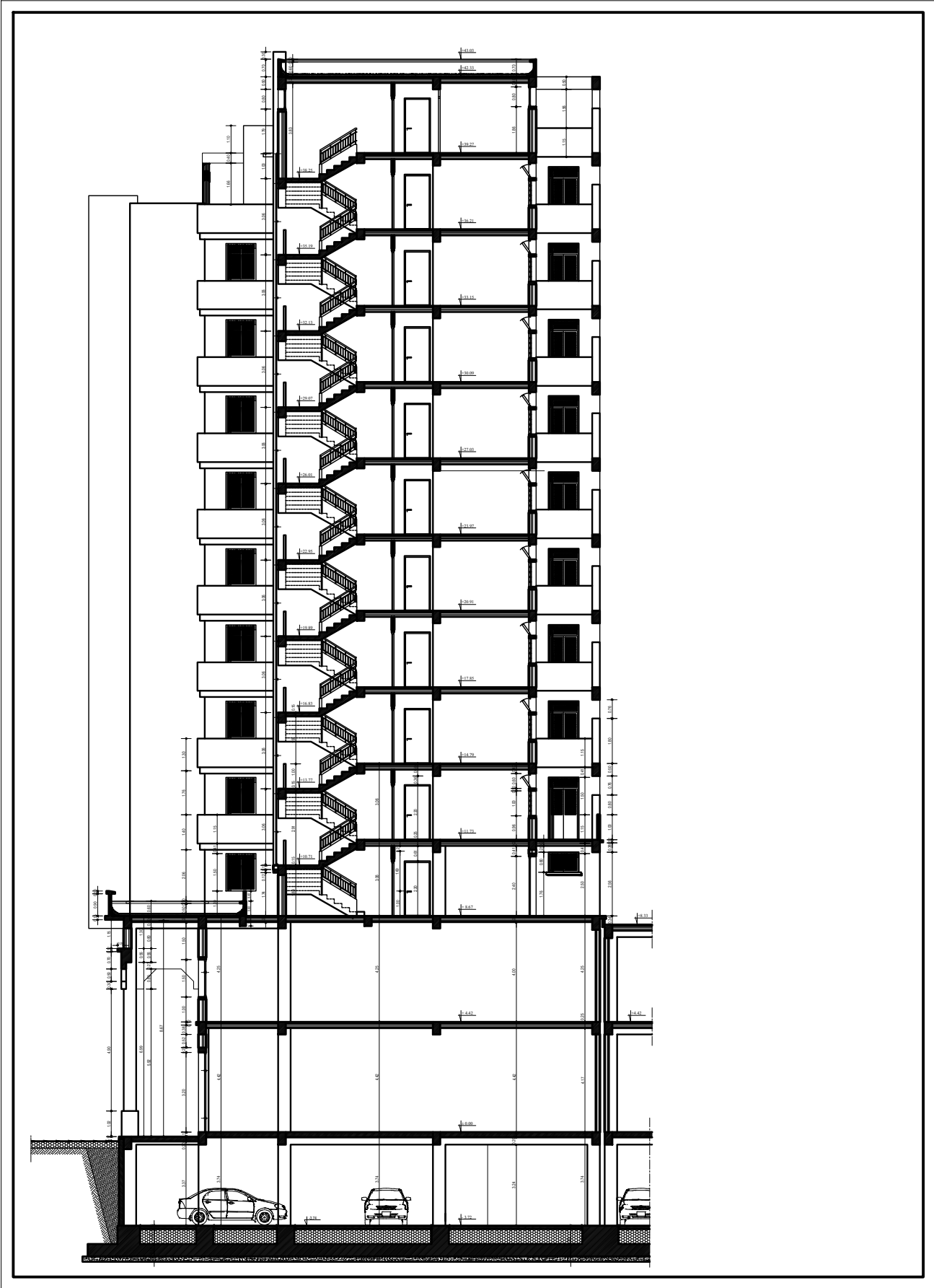
Echelle : 1/50



F 3 :
 SH = 79.50 m²
 SU = 87.30 m²



VUE EN PLAN DU 10eme ETAGE
 Echelle : 1/50



VUE EN PLAN DES FONDATIONS

Echelle : 1/50

