



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin cycle

En Vue d'obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures.

*Etude d'un bâtiment en béton armé (R+10+sous sol) à usage
d'habitation et commercial contreventé par un système mixte
(Voiles - Portiques).*

Réalisées par:

M^{lle} ATMANIOU Kahina

M^{lle} AZZI Kanza

Encadrée par:

M^{me} DJERROUD.T

Jury:

M^e BOUROUBA

M^{Me} HAMOUCHE.S

M^e ATMANIOU.F

2020/2021

Remerciements

On tient d'abord à remercier ALLAH le tout puissant, de nous avoir donné la patience et le courage pour réaliser ce modeste travail.

Nous avons l'honneur et le grand plaisir d'exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Madame DJERROUD, d'avoir accepté de nous encadrer, pour sa confiance, pour l'intérêt qu'elle a porté à notre travail, pour ses conseils et ses orientations, sans oublier ses encouragements et surtout sa disponibilité qui nous a accompagnée tout au long de notre travail.

On tient à exprimer nos vifs remerciements à M^r ATMANIOU Fateh, le directeur du bureau d'étude GCI

Nous adressons nos remerciements les plus vifs aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner et évaluer ce travail.

Nos remerciements les plus vifs et sincères à toutes les personnes qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail et pour leur amitié que nous n'oublierons jamais.

Dédicaces

Pour chaque évènement dans ma vie, je ne manquerai pas d'avoir une pensée à toutes les personnes qui m'ont donné le courage et l'enthousiasme.

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents :

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés pour mon instruction et mon bien être dans les meilleures conditions. Je souhaitais seulement que Dieu vous garde et vous bénisse de bonne santé et de longue vie.

À la mémoire de ma grand-mère Tassaadith que Dieu l'accueille dans son vaste paradis

À mes chères sœurs : Khadidja et Siham.

À mes chers frères : Wahid, Rachid, Boubkeur et sa femme Rawdha.

À mes neveux et nièces : Mayas, Sérine, Aylene et Ania.

À tout mes amies : Ryma, Sylia, Hassiba, Lynda, Kamilia, Kahina, Kenza, Thileli.

À toutes les personnes qui ont affecté ma vie par un geste ou une parole.

À toute personne qui m'a accordée une aide ou un conseil.

Enfin pour tout les gens qui m'estiment espérant bien que je n'ai oublié personne.

Kahina

Dédicaces

Pour chaque évènement dans ma vie, je ne manquerai pas d'avoir une pensée à toutes les personnes qui m'ont donné le courage et l'enthousiasme.

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents :

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés pour mon instruction et mon bien être dans les meilleures conditions. Je souhaiterais seulement que Dieu vous garde et vous bénisse de bonne santé et une longue vie.

À la mémoire de ma grande-mère Zahra que Dieu l'accueille dans son vaste paradis

À mes chères sœurs : Lynda et Sylia.

À mes chers frères : Khelaf, Khireddine, Mouhou.

À mes chers oncles : Omar, Boualem, Daoud ,Salah, Aziz, Mounir et leurs épouses.

À mes chères tantes : Nadia, Noura, chafia, Djamila, Nassima, Malika, Lwiza, Kafia, Nedjima et leurs époux.

À mes chers cousins et cousines : Mahmoud, Fahim, Basma, Houda, Lyna, Yasmine.

À mes neveux et nièces : Amine, Maroua, Sidali, Anes, Melissa.

À tout mes amis (es) : Nadjet, Chafiaa, Djamila, Sylia, Kahina, Taous, Dounia, Lynda, Houhou, Yasmine, Mounir, Walid, Amar, Mouhsine, Kamel.

À toutes les personnes qui ont affecté ma vie par un geste ou une parole.

À toute personne qui m'a accordée une aide ou un conseil.

Kenza

Table des matières

Introduction générale

I.1 : Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Caractéristique de la structure :	2
I.2.1. Caractéristiques géométriques :	2
I.2.2. Données de site	2
I.2.3 : Description structurale	2
I.2.4. Choix du contreventement	3
I.3 : Règlements et normes utilisés	3
I.4. Les hypothèses de calcul	3
I.4.1. Les états limites:	3
I.5 : les actions	4
I.6. les caractéristiques des matériaux	5
I.6.1. Résistance caractéristique du béton	5
I.6.2 : L'acier :	7
I.6.3 : Matériaux utilisé	8
II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement et étude des éléments secondaire :	9
II.2.1. Les planchers	9
II.2.2 : Etude des poutrelles	13
II.2.3. Etude de la dalle de compression	34
II.2.4. Dalles pleines	34
II.2.5. Les escaliers	45
II.2.6. Calcul de la poutre brisée	59
II.2.7. Etude de l'ascenseur :	63
II.2.8. Etude de la poutre palière	71
II.2.9. Étudier des poutres de chaînage	74
II.2.10. Pré dimensionnement des éléments principaux	76
II.2.11. Les poteaux	77
II.2.12. Les voiles	77
II.2.13. L'acrotère	78
II.2.14. Evaluation des charges et surcharges	82

III.1. Introduction :	90
III.2. Objectifs et exigences :	90
III.3. Méthodes de calcul :	90
III.3.1. Méthode statique équivalente :	90
III.3.2. Méthode dynamique :	90
III.3.3. Spectre de réponse de calcul :	94
III.3.4. Résultats obtenus :	94
III.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99 :	97
III.4.1 : vérification de la résultante des forces sismique à la base :	97
III.4.2 : justification de l'interaction voiles-portiques :	98
III.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages :	99
III.4.4 : justification vis -à- vis de l'effort P- Δ :	101
III.5. Vérification de l'effort normal réduit :	102
III.6. Conclusion :	103
IV.1. Introduction :	104
IV.2. Etude des poteaux :	104
IV.2.1. Les Recommandations du RPA99 (version 2003) :	104
IV.2.2. Les Sollicitation de calcul :	105
IV.2.3. Calcul du ferrailage :	105
IV.2.4. Vérifications :	107
IV.3. Etude des poutres :	109
IV.3.1 Les recommandations du RPA99 :	109
IV.3.2. les sollicitations et ferrailage des poutres. :	110
IV.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :	110
IV.3.4. Vérification à l'ELU :	111
IV.3.5. Vérification à l'ELS :	112
IV.3.6. Vérification des zones nodales :	113
IV.3.7. schéma de ferrailage des poutres :	115
IV.4. Étude des voiles :	116
IV.4.1. Introduction :	116
IV.4.2. Recommandations du RPA99 :	116
IV.4.3. Calcul du ferrailage :	117
IV.4.4. schéma de ferrailage :	123
IV.5. Conclusion :	124

V.1.Introduction.....	125
V.2.Etude des fondations.....	125
V.2.1.Les différents types de fondation.....	125
V.2.2.Choix du type des fondations.....	125
V.2.3.Reconnaissance du sol.....	125
V.2.4.Vérification vis-à-vis les fondations superficielles.....	126
V. 2.5.Dimensionnement de la poutre de libage.....	128
V.2.6Vérification des contraintes	131
V.2.7Schéma de ferrailage.....	131
V.3Les longrines.....	131
V.3.1Pré dimensionnement des longrines.....	131
V.3.2Vérification	132
V.3.3Ferrailage.....	132
V.4Le voile périphérique.....	132
V.4.1Introduction.....	132
V.4.2Dimensionnement des voiles périphériques.....	133
V.4.3Caractéristiques géotechniques du sol	133
V.4.4Evaluation des charges et surcharges	133
V.4.5Ferrailage du voile périphérique	133
V.4.6Vérifications.....	134
V.4.7Schéma de ferrailage.....	135
V.5Comportement vis-à-vis des tassements différentiels.....	135
V.6 Conclusion	135

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Liste des tableaux

Tableau I.1 : f_c en fonction du type d'acier.....	8
Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	8
Tableau II.1 : évaluation des charges de plancher a corps creux niveaux courant.....	12
Tableau II.2 : évaluation des charges revenant au mur extérieur	12
Tableau II.3: évaluation des charges revenant au plancher terrasse	12
Tableau II.4 : Différents types de poutrelles.....	15
Tableau II.5: choix de la méthode de calcul des différents types de poutrelles.....	16
Tableau II.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations	17
Tableau II.7 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS	21
Tableau II.8 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ULS.....	22
Tableau II.9 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la planche commerce(RDM).....	23
Tableau II.10 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.11 : Les sollicitations max à l'ELU et l'ULS.....	24
Tableau II.12 : Le calcul du ferrailage a l'ELU dans le plancher étage courant et sous-sol.....	31
Tableau II.13 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et sous soul :	32
Tableau II.14 : Le calcul du ferrailage a L'ELU dans le plancher étage commercial (RDC +1 étage).....	32
Tableau II.15 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage commercial (RDC+1 étage).....	32
Tableau II.16 : Le calcul du ferrailage a L'ELU dans le plancher étage terrasse inaccessible.	32
Tableau II.17 : Evaluation de la flèche dans la terrasse inaccessible.....	33
Tableau II.18 : Les Schémas de ferrailages des poutrelles.....	33
Tableau II.19 : évaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine	36
Tableau II.20 : évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (ascenseur)	37
Tableau II.21 : Le résultat de ferrailage de la dalle de la cage d'escalier.....	38
Tableau II.22 : Le résultat de ferrailage de la dalle de la cage d'escalier.....	39
Tableau II.23: vérifications des contraintes a l'ELS.....	40
Tableau II.24 : les vérifications des sollicitations maximales dans dalles pleines.....	41
Tableau II.25: vérification de l'effort tranchant :	41
Tableau II.26 : calcul du ferrailage à L'ELU.....	41
Tableau II.27 : vérification des contraintes à L'ELS σ_{bc} :	42
Tableau II.28 : vérification des contraintes à L'ELS σ_{st} :	43
Tableau II.29 : vérification de la flèche à ELS.....	44

Tableau II.30 : Tableau de ferrailage	44
Tableau II.31 : Pré dimensionnement de l'ensemble des escaliers.....	49
Tableau II.32 : évaluations de charge revenante à la volée.....	50
Tableau II.33 : évaluation des charges revenant au palier.	50
Tableau II.34 : charge et surcharge.....	51
Tableau II.35 : les moments réels.	54
Tableau II.36 : les sollicitations dans l'escalire.	58
Tableau II.37 : ferrailages l'escalier.....	59
Tableau II.38 : vérification de la contrainte en travée et en appui.....	59
Tableau II.39 : les résultat de ferrailage est des vérifications de la 2 ^{eme} volée d'escalier type(3) volée.	60
Tableau II.40 : les résultat de calcul par la méthode RDM.	61
Tableau II.41 : les résultats de ferrailage de la poutre brisée.....	61
Tableau II.42 : Résultats des calculs Ferrailage.....	69
Tableau II.43 : vérification des contraintes.....	70
Tableau II.44 : Résumé des résultats de ferrailage.....	72
Tableau II.45 : Vérification de l'état limite de compression.....	73
Tableau II.46 : Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chainage.	75
Tableau II.47 : Vérification des contraintes.	75
Tableau II.48 : Les sections préalables des poteaux.	77
Tableau II.49 : Le pré dimensionnement des voiles.....	78
Tableau II.50 :Evaluation des charges de l'acrotère.	78
Tableau II.51 : Combinaison d'action de l'acrotère.	79
Tableau II.52 : Descente de charges pour le poteau C4	84
Tableau II.53 : Vérification des poteaux la compression simple.	87
Tableau II.54 : Vérification des poteaux au flambement.....	88
Tableau II.55 :Caractéristiques des éléments structuraux.....	88
Tableau III.1 : Valeurs de pénalités P_q	92
Tableau III.2 : Période et taux de participation massique de la structure.....	95
Tableau III.3 :Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	97
Tableau III.4 :Vérification de l'interaction verticale.....	98
Tableau III.5 :Vérification de l'interaction horizontale.....	99
Tableau III.6 :Vérification des déplacements sensX-X.....	100
Tableau III.7 :Vérification des déplacements sensY-Y	100
Tableau III.8 :Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :	101

Tableau III.9. Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	102
Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	105
Tableau IV.2: Les sollicitations dans les poteaux.....	105
Tableau IV.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	105
Tableau IV.4 : Résumé des résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux	106
Tableau IV.5 : Vérification du flambement dans les poteaux	107
Tableau IV.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	107
Tableau IV.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	108
Tableau IV.8 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.	110
Tableau IV.9 : Vérification des contraintes tangentielles.	112
Tableau IV.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	112
Tableau IV.11 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	112
Tableau IV.12 : Vérification de la flèche pour les poutres	113
Tableau IV.13 : Moment résistant dans les poteaux.	113
Tableau IV.14 : Moment résistant dans les poutres	114
Tableau IV.15 : Vérification de la zone nodale (poutres principales).	114
Tableau IV.16 : Vérification de la zone nodale (poutres econdaires)	114
Tableau IV.17 : Sollicitations dans le voile Vx1 dans tout les niveaux	117
Tableau IV.18 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans toutes les niveaux	117
Tableau IV.19 : Sollicitations dans le voile Vx2 dans tous les niveaux	118
Tableau IV.20 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux	118
Tableau IV.21 : Sollicitations dans le voile Vx3 dans tout les niveaux	119
Tableau IV.22 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux	119
Tableau IV.23 : Sollicitations dans le voile Vx4 dans tous les niveaux	119
Tableau IV.24 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx4 dans tous les niveaux	120
Tableau IV.25 : Sollicitations dans le voile Vx5 dans tous les niveaux	120
Tableau IV.26 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx5 dans tous les niveaux	120
Tableau IV.27 : Sollicitations dans le voile Vy1 et Vy4 dans tous les niveaux	121
Tableau IV.28 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 et Vy4 dans tous les niveaux	121
Tableau IV.29 : Sollicitations dans le voile Vy2 et Vy3 dans tout les niveaux	122
Tableau IV.30 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 et Vy3 dans tout les niveaux	122
Tableau IV.31 : Ferrailage des linteaux.	123
Tableau V.1 : Vérification des contraintes du béton et l'acier	131
Tableau V.2 : Ferrailage du voile périphérique	134

Liste des figure

Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	5
Figure II.1 : schéma de Plancher à corps creux	9
Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles du planche Sous-sol.....	10
Figure II. 3 : Schéma de la disposition des poutrelles du planche RDC+étage.....	11
Figure II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles du planche étage courant.....	11
Figure II.5: coupe transversale d'une poutrelle	11
Figure II.6 : Schéma d'une Poutre	13
Figure II.7: moment sur une poutre de deux travée	14
Figure II.8 : moment sur poutre plus de deux travée	14
Figure II.9 : Effort tranchant sur une poutre à deux travées	14
Figure II.10 : Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées	14
Figure II.11 : Schéma statique d'une poutrelle	17
Figure II.12 : Schéma statique d'une poutrelle	19
Figure II.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	34
Figure II.14 : La dalle D1.....	35
Figure II.15 : La dalle D2.....	35
Figure II.16 : La dalle D5.....	35
Figure II.17 : La dalle D6.....	36
Figure II.18 : La dalle D8.....	36
Figure II.19 : Section d'une dalle sur 4 appuis	37
Figure II.20 : Section de la dalle pleine à ferrailier	37
Figure II.21 : détail d'un escalier	46
Figure II.22 : Schéma statique des escaliers	46
Figure II.23 : Schéma statique des escaliers	47
Figure II.24 : escaliers a 3 volées	47
Figure II.25 : Schéma statique des escaliers	48
Figure II.26 : Schéma statique des escaliers	48
Figure II.27 : Schéma statique des escaliers	48
Figure II.28 : Schéma statique des escaliers.....	49
Figure II.29 : schème statique d'escaliers.	51

Figure II.30 : Schéma statique d'escalier.....	51
Figure II.31 : schéma statique d'escalier a ELS	52
Figure II.32: Tronçon 1 de l'escalier.	52
Figure II.33 : Tronçon 2 de l'escalier.	53
Figure II.34: Tronçon 3 de l'escalier.....	53
Figure II.35 : Tronçon 1 de l'escalier.	53
Figure II.36 : Tronçon 2 de l'escalier.	54
Figure II.37 : Tronçon 3 de l'escalier.	54
Figure II.38: Schémas de ferrailage de l'escalier	58
Figure II.39 Schéma statique avec chargement.....	58
Figure II.40 : Schéma statique de la volée (II).....	59
Figure II.41.Schéma de la poutre brisée.....	60
Figure II.42 :les moment de torsion de la poutre brisée	61
Figure II.43 :Schémas de ferrailage de la poutre	63
Figure II.44 : Cage d'ascenseur.....	64
Figure II.45: Schéma représentant la surface d'impacte.....	67
Figure II.46 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.	71
Figure II.47 :.Schéma de ferrailage de la dalle.	71
Figure II.48 :Schéma statique de la poutre palière.....	71
Figure II.49 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	74
Figure II.50 :Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	76
Figure II.51 : Vue en plan d'un voile.....	78
Figure II.52 : schéma statique de l'acrotère.....	79
Figure II.53 :Section de l'acrotère à ferrailler.....	80
Figure II.54 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	81
Figure II.55: Schéma statique de la descente de charge	82
Figure II.56: La surface afférente RDC+1 ^{er} étage	82
Figure II.57:La surface afférente l'étage courant	83
Figure II.58 : La surface afférente de T- inaccessible	83
Figure III.1 : Spectre de calcul RPA.....	94
Figure III.2:Vueenplandeladispositiondesvoiles	94
Figure III.3 : Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.	95
Figure III.4 : Mode 1 est une translation selon Y.....	96
Figure III.5 : Mode 2 est une translation selon X.....	96

Figure III.6 : Mode 3 est une rotaion selon Z.....	97
FigureIV.1 : Zone nodale	104
Figure IV.2 :Section d'un poteau	107
Figure IV.3 : Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du s.sol,RDCet1 ^{er} étage	109
Figure IV.4 : Exemple de schémade ferrailage des poteaux du 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	109
Figure IV.5 : Le schéma des moments de la zone nodale	113
FigureIV.6 :Exemple des chéma de ferrailage des poutres principalesRDC	115
FigureIV.7 : Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires RDC	115
Figure IV.8 : Schéma d'un voile pleine	117
Figure IV.9 : Exemple de schéma de ferrailage des voiles Vy1 etVy4auS.sol,RDCet1 ^{er} étage.....	123
Figure V.1 :Vue d'une semelle isolée	126
Figure V.2 :Semelle filante SF1	126
Figure V.3 : Vue en plan de la disposition des semelles filantes	127
Figure V.4 : Coupe transversale d'une semelle filante	128
FigureV.5 :Schéma statique de la poutre de libage	129
Figure V.6 :Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU	129
Figure V.7 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU	129
Figure V.8 :Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante 1	131
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la longrine	132
Figure V.10 : Schéma du voile périphérique	133
Figure V.11 :Répartition des contraintes sur le voile périphérique	133
FigureV.12 :Schéma de ferrailage du voile périphérique.	135

Symboles et notations

Aser: Section d'aciers calculée à l'ELS

At: Section d'un cour d'armatures transversal

A: Coefficient d'accélération de zone

B: Aire d'une section de béton

Br: section réduite

B,b: La largeur (m)

C_γ: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Cu: La cohésion du sol (KN/m²)

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

ELS: Etat limite de service

ELU: Etat limite ultime

E: Module d'élasticité longitudinale

Ei: Module d'élasticité instantanée

Es: Module d'élasticité de l'acier

e_v: épaisseur du voile

F: force ou action générale

F_{c28}: Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

F_{t28}: Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

F_{ji}: La flèche correspondant à j

F_{gi}: La flèche correspondant à g

F_{pi}: La flèche correspondant à p

F_{gv}: La flèche correspondant à g

ΔFi: La flèche totale

F̄: La flèche admissible

G: Action permanente

H: Hauteur d'une section , hauteur d'ancrage d'une fondation (m)

h: Hauteur totale du plancher

h₀: Epaisseur de la dalle de compression

h_c: Hauteur libre d'étage

Symboles et notations

I : Moment d'inertie (m^4)

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g

I_{pi} : Moment d'inertie correspondant à p

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v

Q : Charge variable

q_u : Charge ultime

q_s : Charge de service

M : Moment en général

M_a : Moment sur appui

M_u : Moment ultime

M_{ser} : Moment de calcul de service

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes

M_j : Moment correspondant à j

M_g : Moment correspondant à g

M_q : Moment correspondant à q

N_s : Effort normal de service

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normal du aux charges verticales

R : Coefficient de comportement globale

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2)

S_t : Espacement des armatures

V : Effort tranchant

T₂ : Période caractéristique

W : Poids propre de la structure

W_{Q1} : Charges d'exploitation

X, Y et Z : Coordonnées en général

Symboles et notations

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section ,largeur de la nervure

d : Hauteur utile

e : Excentricité ,épaisseur

f : Flèche

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU

f_e : Limite d'élasticité

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

f_{ct} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

h_t : Hauteur totale du radier

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

σ_b : Contrainte de compression du béton

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j

σ_g : Contrainte correspondant à g

σ_q : Contrainte correspondant à q

γ_b : Coefficient de sécurité

γ_s : Coefficient de sécurité

φ : Angle de frottement interne du sol (en degrés)

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)

q : Chargement KN/ml

τ_{adm} : Valeur de cisaillement limite donnée par le BAEL (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

η : Facteur d'amortissement

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée d'application de la charge d'exploitation

λ_i : Coefficient instantané

λ_v : Coefficient différé

Introduction générale

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus, cela est dû à la croissance démographique rapide et par rapport au nombre de la population et la condensation surtout dans les zones du nord, précisément dans les villes proches du littorale comme Bejaia par manque de foncier pour la construction.

Le concepteur est mené à projeter des bâtiments à hauteur considérable pour répondre aux besoins, vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs, alors pour construire un bâtiment de telle importance, l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Afin de répondre aux exigences, il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines de conception, modélisation, géotechnique... etc.

L'objectif principal de toute étude technique d'un ouvrage est de vérifier la résistance de ses éléments structuraux et non structuraux pour prévoir son comportement lors de son exploitation.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé à usage multiple, qui se situe à Seddouk classé en groupe d'usage deux (02) d'après le RPA 99/2003 et d'après le classement des wilayas algériennes, notre projet est d'une zone moyenne sismicité (IIa).

Le plan de travail est le suivant:

- ❖ **Premier chapitre :**Présentation du projet et hypothèse de calcul.
- ❖ **Deuxième chapitre :** Contient le pré dimensionnement des éléments structuraux et le calcul des éléments secondaires du bâtiment.
- ❖ **Troisième chapitre :** Présentation de l'étude dynamique en utilisant ETABS 2016 comme logiciel.
- ❖ **Quatrième chapitre :** Etude des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par ETABS 2016.
- ❖ **Cinquième chapitre :** Etude d'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique, suivi d'une conclusion générale.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est une construction d'une promotion immobilière **R+10+sous-sol** à usage mixte (commerce et habitation), il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe au chef-lieu de la commune de Seddouk, daïra de Seddouk wilaya de Bejaïa, il est sur la gauche de la propriété SOUR Mohand Ouidir et sur la droite de la propriété BENMEZIANE Aïssa et frères de la R-N-n°74.

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (**IIa**).

I.2 Caractéristiques de la structure

I.2.1 Caractéristiques géométriques

- ✓ Largeur en plan.....**16.1m.**
- ✓ Longueur en plan.....**31.6m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**37.52m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**4.08m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**5.1m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**2.89m.**

I.2.2 Données de site

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ✓ Le terrain est classé en S2 (Sol ferme).
- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma=2.4\text{bars}$.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D=5\text{m}$; $C=1.5\text{bar}$; $\theta=24^\circ$.

I.2.3 Description structurale

❖ Les planchers

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ Les escaliers

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

❖ Les maçonneries

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm .

❖ L'acrotère

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

❖ Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.2.4 Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité des efforts horizontaux, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles, Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003 ;
- ❖ CBA93 ;
- ❖ DTR B.C.2.2 ;
- ❖ BAEL91/version 99 ;
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4 Les hypothèses de calcul**1.4.1 Les états limites****Définition**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a. L'état limite ultime(ELU)

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

b. L'état limite de service(ELS) : BAEL91 (article IV.1)

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

2- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$\sigma = E \varepsilon \quad 3- n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.5 Les actions**➤ Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure ;
- cloisons, revêtement, superstructures fixes ;
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
- les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- les charges d'exploitations ;
- les charges climatiques (neige et vent) ;
- les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs ;
- Les séismes ;
- Les explosions ;
- Les feux.

I.6 les caractéristiques des matériaux

I.6.1 Résistance caractéristique du béton

- **Béton** : le béton est défini comme étant un mélange du ciment, du sable, du granulats et de l'eau.

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »), est obtenue par l'essai de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de $(d=16 \cdot h=32) \text{ cm}^2$

Pour des résistances $f_{c28j} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

Pour des résistances $f_{c28j} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \cdot \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{si } j > 28j \end{cases}$$

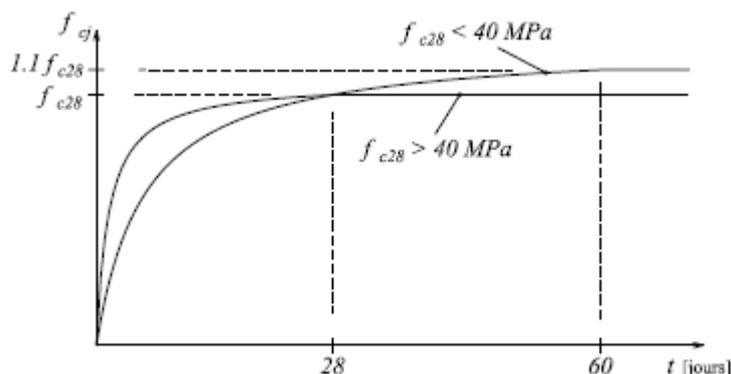


Figure I.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (**CPA325**), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa \Rightarrow On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj}

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa

c. Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ Mpa donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d. Déformation longitudinale du béton

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

✓ Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \text{ et } E_{vj} = (1/3) * E_{ij}.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa.}$$

e. Module déformation transversale du béton

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \text{ Avec : } E : \text{ module de Young } \nu : \text{ Coefficient de poisson [4]}$$

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\text{ELU} : \nu = 0 \text{ et } G = 0,5 * E$$

$$\text{ELS} : \nu = 0,2 \text{ et } G = 0,42 * E$$

I.6.2 L'acier

Il a pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, cisaillement, torsion et de compression quand le béton seul ne peut y suffire donc l'acier utilisé pour la réalisation de notre structure sont des FeE400 caractérisés par :

- ✓ Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- ✓ Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- ✓ Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$.
- ✓ Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$.
- ✓ Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5$.

I.6.2.1 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

- ✓ **ELS**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : Fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Cas 2 : Fissuration préjudiciable (FP-extérieur) : $\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}))$ [MPa].

Cas 3 : Fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs): $\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta * f_{tj})^{1/2})$
[MPa].

I.6.2.2 Principales armatures utilisées

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

I.6.3 Matériaux utilisés

Tableau I.2 Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : -situation durable -situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400 ;500
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU :-situation accidentelle -situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : -FPN -FN -FTN	/
		240
		176

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2 Pré dimensionnement et étude des éléments secondaire

II.2.1 Les planchers

❖ Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine de bâtiment. Il est Composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression (figure II.1). La hauteur totale du plancher ht et conditionnée par le critère de flèche selon le CBA :

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

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{C.B.A 93 [Art B.6. 8.4.2.4]}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles. Le sens de disposition est donné sur la (figure II.2). Si on suppose des poutres de 30cm de largeur.

Alors :

$$L_{max} = 5,6 - 0,3 = 5,3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad ht \geq \frac{5,3}{22,5} = 23,5 \text{ cm}$$

Donc : On adopte un plancher d'une épaisseur de 24 cm tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 20 \text{ cm hauteur de c.c} \\ h_{dp} = 4 \text{ cm hauteur de d.d.} \end{array} \right.$$

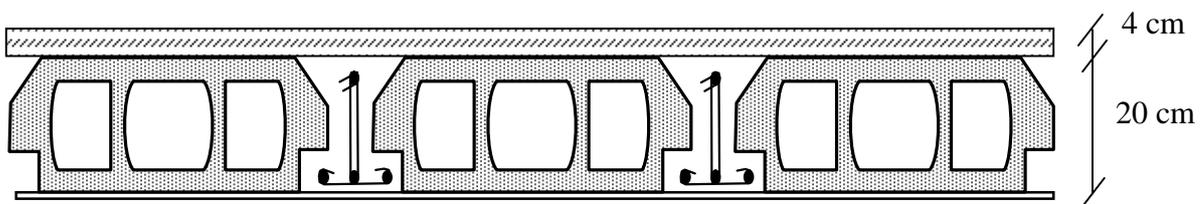


Figure II.1 : schéma de Plancher à corps creux.

- **Les poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Voire les dispositions suivantes :

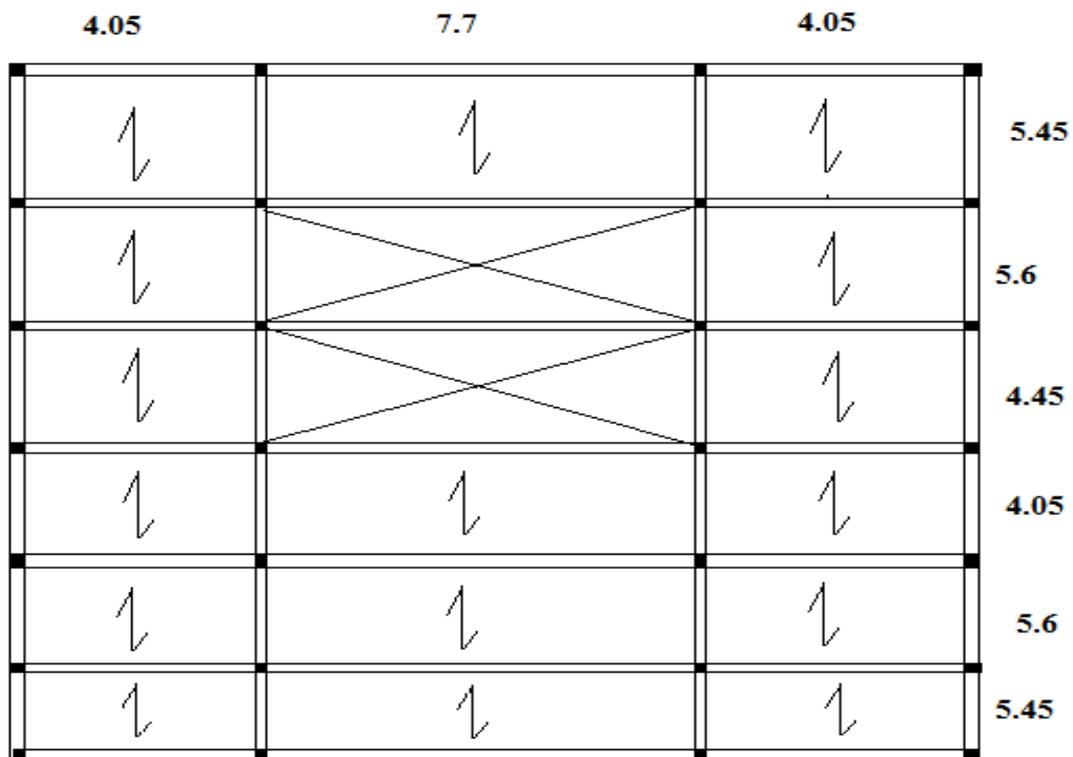


Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles du plancher Sous-sol.

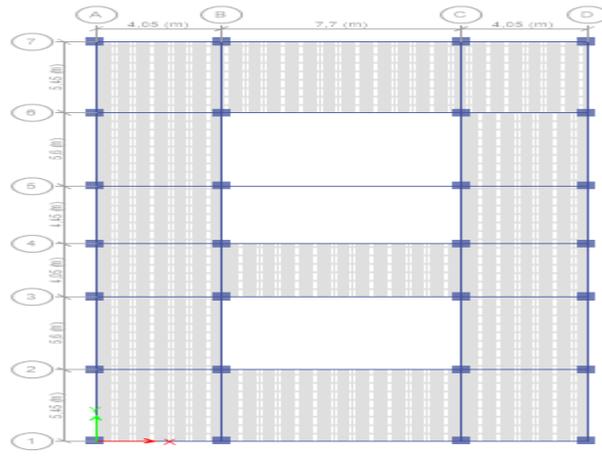


Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles du plancher RDC+étage.

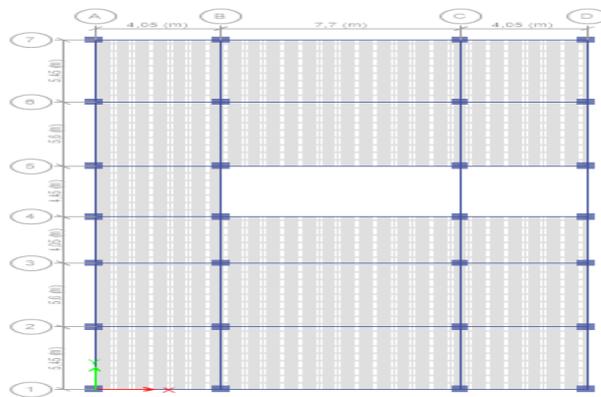


Figure II.4 Schéma de la disposition des poutrelles du plancher étage courant.

➤ Dimensionnement des poutrelles

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

Dans notre cas, on a ce qui suit

$$h_t=24\text{cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0= 8 - 12\text{cm} ;$$

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

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{375}{10} \right]$$

$$\Rightarrow b \leq \text{min}(27.5; 37.5)$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq 27.5$$

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

$$b \leq 65 \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

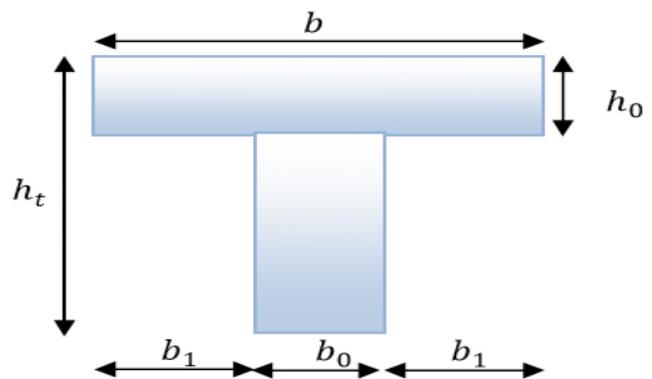


Figure II.5 Coupe transversale d'une poutrelle.

➤ Evaluation des charge et surcharge

Tableau II.1 Evaluation des charges de plancher à corps creux étage courant.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.24	3.30
5	Cloison	9	0.1	0.9
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanent G				5.56
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.2 Evaluation des charges revenant au mur extérieur.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit intérieur ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	9	0.1	0.9
3	Brique creuses	/	0.15	1.3
4	Enduit intérieur ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				2.83

Tableau II.3 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse .

Couche	Epaisseur	poids volumiques	G(KN/m ²)
Gravillon	4	20	0.72
Etanchéité	2	6	0.12
Papier kraft	/	/	0.05
Forme de pente	14.48	22	1.81
Pare vapeur	1	18	0.06
Film polyane	/	/	0.01
Corps creux	(20+4)	25	3.3
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Enduit plâtre	2	10	0.2
			6.57

II.2.2 Études des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

- ✚ **Méthode Forfaitaire (Annexe 1)**

Domaine d'application

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Application de la méthode**

Valeurs des moments

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

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées. $\alpha = \frac{q}{q+G}$

Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un

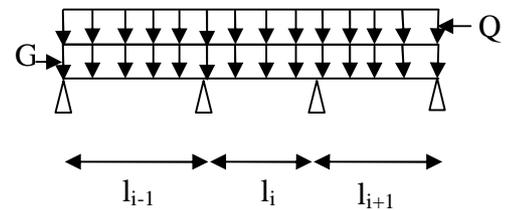


Figure II.6 Schéma d'une Poutre continue

moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ Tel que : } M_0 = \text{Max} (M^1_0, M^2_0)$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

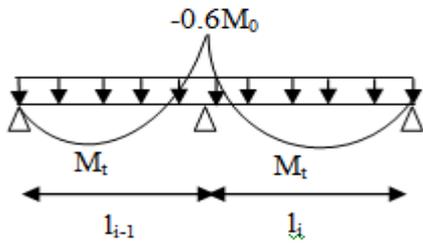


Figure II.7 Moment sur une poutre de deux travées

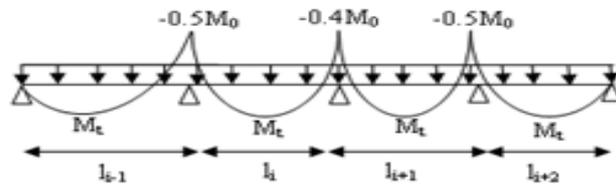


Figure II.8 Moment sur poutre plus de deux travées.

➤ **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

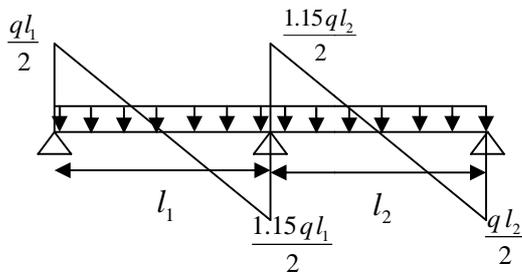


Figure II.9 Effort tranchant sur une poutre à deux travées

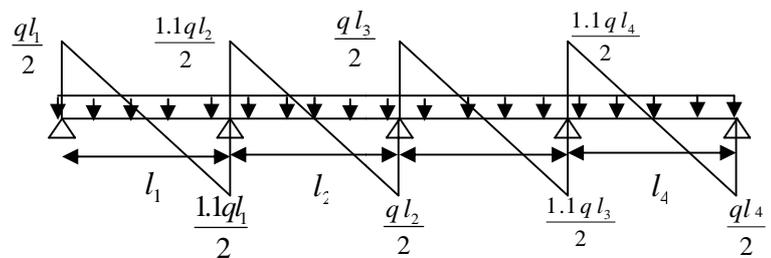


Figure II.10 Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées

🔧 **Méthode de Caquot (Annexe 2)**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne Moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

1. Moment aux appuis

$$MA = - \frac{qg \times l'^3g + qd \times l'^3d}{8.5(l'g + l'd)}$$

Tel que : $l'g$ et $l'd$: longueurs fictives .

Et qg et qd : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère

$l' = 0.8l$: travée intermédiaire .

$l' = l$: Travée de rive.

2. Moment en travées

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

$$M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} (1-x)$$

Avec : $x = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{pu \times li}$

➤ **Efforts tranchants**

Effort tranchant est déterminé en utilisant la méthode de RDM

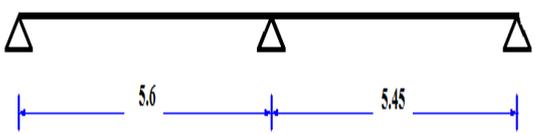
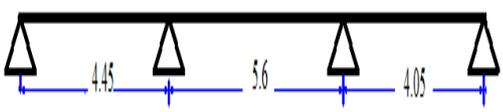
Avec : $V = \frac{qu \times li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$

NB : si une des trois conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G de plancher par $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis.

II.2.2.1 Différents types de poutrelles

Tableau II.4 Différents types de poutrelles.

Type	Niveau	Schémas statiques
1	Tous les étages+ T inaccessible	
2	Sous-sols RDC+1	

	étage	
3	Sous-sols RDC+ 1 étage	
4	Les étages courants+ inaccessible	
5	Les étages 2,3,4,5,6,7,8,9	

❖ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est défini dans le tableau suivant ci après.

Tableau II.5 Choix de la méthode de calcul des différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Observations	Méthode adoptée
Type 1,5,	Non vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0.8, 1.25]$	Méthode de caquot minore
Type 4	Vérifiées	$Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/m^2)$ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$	Méthode forfaitaire
Type 2,3	/	Poutrelles isostatiques	Méthode RDM

❖ **Calcul des Charges et surcharges revenant aux poutrelles**

L'ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times l_0$ L'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

Tableau II.6 Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Type de plancher	G KN /m ²	Q KN /m ²	l ₀ (m)	ELU		ELS	
				Pu KN/m ²	qu KN/ml	ps KN/m ²	qs KN/ml
Terrasse inaccessible	6.57	1	0.60	10.3695	6.2217	7.57	4.542
Étages courants	5.56	1.5	0.60	9.76	5.854	7.06	4.236
Plancher à usage commercial	5.56	5	0.60	15.01	9.01	10.56	6.34

Avec : b : largeur de la table des poutrelles.

qu : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

qs : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

Exemples de calcul : Terrasse inaccessible.

Pour le type 4 :

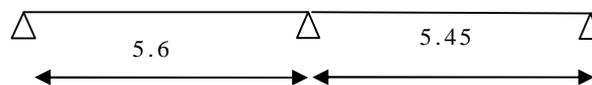


Figure II.11 Schéma statique d'une poutrelle.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1. $Q=1.5 \leq \text{Min} (2 \times G, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$
2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.6}{5.45} = 1.028$ est compris entre 0.8 et 1.25
3. I = constant vérifiée
4. F.P.N

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour ce type de poutrelle :

- **Le calcul des sollicitations**

On a : L'ELU : Pu=6.2217KN/m et L'ELS : Ps=4.542KN/m

➤ **Moments isostatiques**

$$M_0 AB = M_0 BC = q_u \times l^2 / 8$$

ELU : 17.8KN.m et ELS : 16.86KN.m

➤ **Moments aux appuis de rive**

A l'ELU : $M_A = M_C = -0.15M_0 = -3.6585KN.m$

A l'ELS : $M_A = M_C = -0.15M_0 = -2.67KN.m$

➤ **Moment aux Appuis intermédiaires**

A l'ELU : $M_B = -0.6M_0 = -16.43KN.m$

A l'ELS : $M_B = -0.6M_0 = -10.68KN.m$

➤ **Moment en travée**

A l'ELU :

$$[AB] \begin{cases} M_t^{AB} \geq 17.3925 \\ M_t^{AB} \geq 15.116 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 17.3925KN.m$$

16.04KN.m

$$[BC] \begin{cases} M_t^{BC} \geq 16.04 \\ M_t^{BC} \geq 14.317 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} =$$

A l'ELS :

$$[AB] \begin{cases} M_t^{AB} \geq 13.35 \\ M_t^{AB} \geq 11.03244 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 10.23KN.m$$

12.363KN.m

$$[BC] \begin{cases} M_t^{BC} \geq 12.363 \\ M_t^{BC} \geq 10.4498 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} =$$

➤ **Les efforts tranchants**

Travée [AB] $V_A = \frac{6.2217 \times 5.6}{2} = 17.42KN$ $V_B = -1.15 \times V_A = -20.038KN$

Travée [BC] $V_B = 1.15 \times \frac{6.2217 \times 5.45}{2} = 19.497KN$ $V_C = -16.954KN$

• **Terrasse inaccessible**

Exemple de calcul 2 avec la méthode caquot minorée : type 5



Figure II.12 Schéma statique d'une poutrelle.

- Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \quad p_u = q_u \times L_0 = 6,222$$

$$\text{ELS} : q_s = Q + G \quad p_s = q_s \times L_0 = 4,542$$

Tel que : $L_0 = 0,60$ (entre axe des poutrelles)

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,57 = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q) = 6,957 \text{ KN/m}^2 \quad p_u' = 4,52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = (Q + G') = 4,987 \text{ KN/m}^2 \quad p_s' = 3,24 \text{ KN/m}^2$$

Les moments en appuis

❖ Appui de rive

$$M_A = M_D = 0 \quad \text{Les moments fictifs } M_A = M_D = -0,15M_0^{max}(M_0^1; M_0^3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A L'ELU} : M_0^1 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,222 \times 5,45^2}{8} = 23,1011 \text{ KN.m} \\ \text{A L'ELS} : M_0^1 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,542 \times 5,45^2}{8} = 16,8935 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc} : M_A = M_D = -0,15 \times M_0^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{A L'ELU} : M_A = M_D = -0,15 \times 23,10 = -3,456 \text{ KN.m} \\ \text{A L'ELS} : M_A = M_D = -0,15 \times 16,8635 = -2,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Appui intermédiaire

$$\text{Appui B} : l'_g = 5,45 \text{ m} \quad \text{et } l'_d = 5,6 \times 0,8 = 4,48 \text{ m}$$

$$\text{A L'ELU} : MB = - \frac{p_u (l'_g + l'_d)^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = - \frac{4,4478 (5,45^3 + 4,480^3)}{8,5(5,45 + 4,480)} = - 13,269 \text{ KN.m}$$

$$\text{AL'ELS} : MB = - \frac{p_s (l'_g + l'_d)^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = - \frac{3,228 (5,45^3 + 4,480^3)}{8,5(5,45 + 4,480)} = - 9,629 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui C} : l'_g = 5,6 \times 0,8 = 4,48 \text{ m} \quad \text{et } l'_d = 4,05 \text{ m}$$

$$A L'ELU : M_c = - \frac{pu(l'_g+l'_d)^3}{8,5(l'_g+l'_d)} = - \frac{4,4478(4,05^3+4,480^3)}{8,5(4,05+4,480)} = - 9,59 \text{KN.m}$$

$$A L'ELS : M_c = - \frac{ps(l'_g+l'_d)^3}{8,5(l'_g+l'_d)} = - \frac{3,228(4,05^3+4,480^3)}{8,5(4,05+4,480)} = - 6,69 \text{KN.m}$$

❖ **Les moments en travée :** on prend les moments avec leurs signes négatif (G au lieu de G')

Travée AB

$$A L'ELU : M_{(x)}=M_0(x)+M_g\left(1-\frac{x}{l}\right)+M_d\left(\frac{x}{l}\right)=\frac{qx}{2}(l_1-x)+M_A\left(1-\frac{x}{l}\right)+M_B\left(\frac{x}{l}\right)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql} = \frac{5,45}{2} - \frac{-13,269}{6,222 \times 5,45} = 2,245 \text{m}$$

$$M_t^{AB} = 6,222 \frac{2,245}{2} (5,45 - 2,245) - 13,269 \left(\frac{2,245}{5,45}\right) = 16,918 \text{KN.m}$$

$$A L'ELS : M_t^{AB} = 4,542 \frac{2,245}{2} (5,45 - 2,245) - 9,6296 \left(\frac{2,245}{5,45}\right) = 12,374 \text{KN.m}$$

Travée BC

$$A L'ELU : M_{(x)}=M_0(x)+M_g\left(1-\frac{x}{l}\right)+M_d\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{qx}{2}(l_2-x) + M_B\left(1-\frac{x}{l}\right) + M_C\left(\frac{x}{l}\right)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g + M_d}{ql} = \frac{5,60}{2} - \frac{13,269 - 9,59}{6,222 \times 5,60} = 2,14 \text{m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{6,222 \times 2,144}{2} (5,6 - 2,144) + 13,269 \left(1 - \frac{2,144}{5,6}\right) + 9,59 \left(\frac{2,144}{5,6}\right) = 11,16 \text{KN.m}$$

$$A ELS : M_t^{BC} = \frac{4,542 \times 2,144}{2} (5,6 - 2,144) + 13,269 \left(1 - \frac{2,144}{5,6}\right) - 6,96 \left(\frac{2,144}{5,6}\right) = 8,22 \text{KN.m}$$

Travée CD

$$M_{(x)}=M_0(x)+M_g\left(1-\frac{x}{l}\right)+M_d\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{qx}{2}(l_2-x) + M_B\left(1-\frac{x}{l}\right) + M_C\left(\frac{x}{l}\right)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g + M_d}{ql} = \frac{4,60}{2} - \frac{9,59}{6,222 \times 4,05} = 1,644 \text{m}$$

$$M_t^{CD} = 6,222 \frac{1,644}{2} (4,05 - 1,644) - 9,59 \left(1 - \frac{1,644}{5,04}\right) = 5,56 \text{KN.m}$$

$$A L'ELS M_t^{CD} = 4,542 \frac{1,644}{2} (4,05 - 1,644) - 6,96 \left(1 - \frac{1,644}{5,04}\right) = 4,29 \text{KN.}$$

❖ **L'effort tranchant**

Travée AB

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} \quad \text{Et } V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_A = \frac{6,222 \times 5,45}{2} - \frac{13,269}{5,45} = 14,52 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6,222 \times 5,45}{2} - \frac{13,269}{5,45} = -19,389 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} \quad \text{Et } V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_A = \frac{6,222 \times 5,6}{2} - \frac{(-13,269+9,59)}{5,45} = 18,06 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6,222 \times 5,6}{2} - \frac{(-13,269+9,59)}{5,45} = -16,76 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} \quad \text{Et } V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_C = \frac{6,222 \times 4,05}{2} - \frac{(-9,59)}{4,05} = 18,06 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6,222 \times 4,05}{2} - \frac{(-9,59)}{4,05} = -10,03 \text{ KN}$$

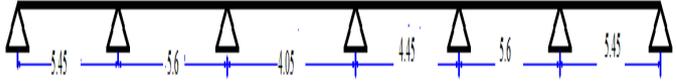
-Pour les autres types de poutrelles les sollicitations de ces étages courants sont dans les tableaux suivant :

Tableau II.7 Sollicitations dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS.

	Type	Travée	Longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	5	A-B	5.45	16.17	-2.56	-12.99	15.71	13.56	-18.32
		B-C	5.6	17.07	-12.99	-9.39	11.78	17.02	-15.74
		B-C	5.6	17.07	-12.99	-9.39	11.78	17.02	-15.74
		C-D	4.05	8.93	-9.39	-2.56	7.76	14.16	-9.53
	2	A-B	5.45	21.735	-3.26	-3.26	21.7348	15.95	-15.95
A l'ELU	4	A-B	5.6	22.95	-3.44	-13.77	17.53	16.38	-18.827
		B-C	5.45	21.73	-13.77	-3.44	16.23	-18.33	-15.94
A l'ELS	5	A-B	5.45	11.61	-1.48	-9.33	11.41	/	/
		B-C	5.6	12.25	-9.33	-6.74	8.595	/	/
		C-B	5.6	12.25	-9.33	-6.74	8.595	/	/
		C-D	4.05	6.41	-6.74	-1.48	5.64	/	/
	2	A-B	5.45	15.72	-2.359	-2.359	15.72	/	/

	4	A-B	5.6	16.61	-2.49	-9.97	12.69		
		B-A	5.45	15.73	-9.97	-2.49	11.75		

Tableau II.8 Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

Schéma de calcul									
				ELU			ELS		
				T-inaccessible	Comme	Étage courants	T-inaccessible	Comme	Étage courants
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive	A&G	-3.465	-4.41	-2.56	-2.5	-3.07	-1.84
		Intermédiaire	B	-13.26	-22.39	-12.99	-10.93	-15.59	-9.33
			C	-8.356	-14.18	-8.22	-6.065	-9.87	-5.9
			D	-6.089	-10.28	-5.96	-4.85	-7.152	-4.28
			E	-10.386	-14.83	-8.61	-6.54	-10.35	-6.18
			F	-10.64	-22.39	-12.99	-7.56	-15.58	-9.33
	Moments en travées	A-B		16.95	23.17	15.71	11.83	16.37	11.41
		B-C		12.47	17.12	12.39	9.136	12.19	9.03
		C-D		5.45	6.28	4.93	1.385	4.52	3.61
		D-E		6.935	9.786	7.23	5.5	6.972	5.28
		E-F		13.87	16.78	15.71	12.18	11.94	8.89
		F-G		12.868	23.17	15.71	9.238	16.38	11.41
	Evaluation des efforts tranchants	Travée A-B	A	14.49	20.4	13.53			
B			-19.387	-28.6	-18.32				
Travée B-C		B	-18.29	26.7	17.23				
		C	-16.541	-23.7	-15.53				

	Travée C-D	C	13.155	19.2	12.4	
		D	-12.5955	-17.3	-11.29	
	Travée D-E	D	12.873	19.0	12.42	
		E	-12.7895	-21.1	-13.61	
	Travée E-F	E	17.36	23.9	15.6	
		F	-17.462	-26.6	-17.16	-14.21
	Travée F-G	F	18.8495	28.6	18.32	14.21
		G	-18.84	-20.4	-13.56	-12.91

Tableau II.9 Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher commerce(RDM).

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V	
A l'ELU	2	A-B	5.45	33.45	-5.02	-5.05	33.45	24.55	-24.55
	3	A-B	4.05	18.46	-2.77	-2.77	18.46	18.23	-18.23
A l'ELS	2	A-B	5.45	23.539	-3.53	-3.53	23.539	/	
	3	A-B	4.05	12.999	-1.95	-1.95	12.9999	/	

Tableau II.10 Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la terrasse inaccessible.

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	5	A-B	5.45	23.10	-3.465	-13.27	16.918	14.52	-19.389
		B-C	5.60	24.38	-13.27	-9.59	11.169	18.08	-16.76
		C-D	4.05	12.72	-9.59	-3.465	5.56	14.96	-10.03
A l'ELU	4	A-B	5.60	24.39	-3.66	-16.43	17.3925	17.466	-20.038
		B-C	5.45	23.10	-16.43	-3.66	16.038	19.3	-28.256

A l'ELS	5	A-B	5.45	16.8635	-2.529	-9.629	12.374	/	/
		B-C	5.60	17.722	-9.629	-6.96	8.22	/	/
		C-D	4.05	9.313	-6.96	-2.529	4.29	/	/
A l'ELS	4	A-B	5.60	17.8	-2.67	-10.86	13.35	/	/
		B-C	5.45	16.86	-10.86	-2.67	12.363	/	/

• **Sollicitations maximales**

Les sollicitations maximales pour les différents types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.11 Les sollicitations max à l'ELU et l'ELS.

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 17.39$ $M_A^{max} = -16.038$ $M^{Rive} = -3.66$ $V_u^{max} = 20.038$	$M_t^{max} = 13.35$ $M_A^{max} = -10.68$ $M^{Rive} = -2.67$
RDC+1 étage	$M_t^{max} = 38.62$ $M_A^{max} = -37.32$ $M^{Rive} = -7.37$ $V_u^{max} = 47.74$	$M_t^{max} = 27.30$ $M_A^{max} = -25.98$ $M^{Rive} = -5.12$
Plancher des étages courants	$M_t^{max} = 21.73$ $M^{Rive} = -3.26$ $V_u^{max} = 15.95$	$M_t^{max} = 15.72$ $M^{Rive} = -2.95$

II.2.2.2 Ferrailage des poutrelles

➤ **Exemple de ferrailage du plancher étage courant**

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont : $b=60\text{cm}$, $b_0=10\text{cm}$, $h_0=4\text{cm}$,

$d=h . c =22\text{cm}$, $h =20\text{cm}$, $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $h_t=24\text{cm}$, $f_{t28}=2.1$, $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$.

✓ **Calcul à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

Si : $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

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

- **Armatures longitudinales**

- a. **Ferrailage en travée**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.06 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) = 68.16 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 21.73 \text{KN.m} \Rightarrow$ Section ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.052 \text{ et}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.067 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.214 \text{m}$$

$$A_h^t = \frac{M_h^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_h^{\text{travée}} = 2.92 \text{cm}^2 \text{ On prend } A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2 \text{ (Tableaux f)}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Min} = 1.59 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2 > A_{Min} = 1.59 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- b. **Ferrailage en appuis**

- ✓ **Appuis de rive**

On a : $M_{Rive}^a = -3.26 \text{KN.m}$ section en T ($b_0 \times h$) = $(0.10 \times 0.24) \text{m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.047 \Rightarrow U_{bu} = 0.047 < 0.186$$

Pivot « A » $\Rightarrow (A' = 0 \text{ et } A \neq 0)$

$U_{bu} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.06 z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.215 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.44 \text{cm}^2 \text{ on prend } A_s = 1\text{HA}8 = 0.5 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = 0.27 \text{cm}^2$$

II.2.2.3 Vérification à l'ELU

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis.

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 3.39 = 3.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.89 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 21.73 \times 10^{-3}}{400} = 0.0624 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage transversale

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

V=15.95kn

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.2 f_{c28})/\sigma_{bc}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{15.95 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.725 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.169 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}.$$

Pas de risque de cisaillement.

On choisit un étrier $\Phi_t 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.75 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{t \min}; h/35; b/10) = 0.68 \text{ Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c. Espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \dots\dots\dots 1 \\ St \leq \min \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10 (0.725 - 0.3 \times 2.1)} = 192 \text{ cm} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$$St = \min(1; 2; 3) = 15 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : **St = 15 cm.**

II.2.2.4 vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $Vu \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$$a \leq 0.9.d = 0.198 \text{ m soit : } a = 0.18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Vu = 21.73 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 = 132.165 \text{ KN} \dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

V\u00e9rification des armatures longitudinales

- Appuis de rives

$$\frac{\gamma_s \times Vu}{fe} = \frac{1.15 \times 15.95 \times 10^{-3}}{400} = 0.495 \text{ cm}$$

Avec $A_L = A_{\text{trav\u00e9e}} + A_{\text{appuis}} = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 0.459 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition v\u00e9rifi\u00e9e

V\u00e9rification de la jonction table-nervure

On doit v\u00e9rifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{15.95 \times 10^{-3} \times 0.25}{0.9 \times 0.22 \times 0.04 \times 0.60} = 0.839 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.839 \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 Condition v\u00e9rifi\u00e9e

II.2.2.5 V\u00e9rification de poutrelles a l'ELS

Les v\u00e9rifications \u00e0 faire sont :

- o Etat limite de compression du b\u00e9ton ;
- o Etat limite d'ouvertures des fissures ;
- o Etat limite de d\u00e9formation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la v\u00e9rification n'est pas n\u00e9cessaire.

➤ **Etat limite de compression du b\u00e9ton**

V\u00e9rification des contraintes

On doit v\u00e9rifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$M_t^{\max} = 15.72 \text{ KN.m} ; M_a = -2.36 \text{ KN.m.}$$

a) En travée

- Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39(0.22 - 0.04)$$

$$= -4.353 \times 10^{-4} \text{cm}^3$$

$H \leq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; d'où c'est un calcul d'une section en T

Calcul de y :

$$b_0 \times y^2 + [2(b - b_0) \times h_0 + 30A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30Ad] = 0 \Rightarrow y = 5.46 \text{cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = 17114.67 \text{cm}^4$$

- Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{15.72 \times 10^{-3} \times 5.46}{1744.67 \times 10^{-4}} = 5.02 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.02 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.2.2.6 vérifications de la flèche

➤ Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : h=24 cm, l=5.45m

$\frac{h}{l} = 0.044 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

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

Avec :

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

$$\text{Dont : } f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$\Delta f \leq F \text{ adm} : L > 5cm \Rightarrow F \text{ adm} = (L/100) + 0.5 = 1.045$$

Pour le calcul de ces flèches.

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

Pour le calcul de ces flèches. On aura besoin de :

$$q_{jser} = 0.6 \times j = 0.6 \times 4.2 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.6 \times G = 0.6 \times 5.56 = 3.336 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.6(G+Q) = 0.6(5.56+15) = 4.236 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_g = 0.63 \frac{q_{gser} \cdot L^2}{8} = 0.63 \frac{3.336 \cdot 5.45^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m} \\ M_j = 0.63 \frac{q_{jser} \cdot L^2}{8} = 5.89 \text{ KN.m} \\ M_p = 0.63 \frac{q_{pser} \cdot L^2}{8} = 9.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Propriété de la section

Position de l'axe neutre : $y = 5.45 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} = 8.96 \text{ cm.}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène.

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

$$\Rightarrow I_0 = 32339.586 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_j(d-y)}{I} = 67.32 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_g(d-y)}{I} = 89.14 \text{MPa} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_p(d-y)}{I} = 113.26 \text{MPa} \end{cases}$$

Pourcentage d'armature tendus

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.22} = 0.015$$

➤ **Coefficients λ, μ**

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

Calcul de coefficient λ

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = 2.8 : \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i = 1.12 : \text{Déformation différée}$$

Calcul de coefficient μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}) = 0.4 \\ \mu_g = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}) = 0.51 \\ \mu_p = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}) = 0.59 \end{cases}$$

Les propriétés de la section : $A = 3.39 \text{ cm}^2$; $y = 5.46 \text{ cm}$; $I = 17114.67 \text{ cm}^4$.

➤ **Calcul les moments d'inerties fictifs**

$$\begin{cases} If_{ij} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 16779.974cm^4. \\ If_{vg} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 22803.56cm^4 \\ If_{ig} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 14822.31cm^4 \\ If_{ip} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13413.86cm^4 \end{cases}$$

➤ **Modules de Young instantané et différé**

$$E_i = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865MPa \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 32164.195MPa.$$

➤ **Calcul des flèches**

- $f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} ; f_{gv} = 0.93cm$
- $f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} ; f_{ji} = 0.32 cm$
- $f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} ; f_{gi} = 0.48 cm$
- $f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{pi}}} ; f_{pi} = 0.67cm$

➤ **Valeur limite de la flèche**

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ Si : la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Sinon : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

Dans notre cas on a :

$$\Delta f \leq F_{adm} : L > 5cm \Rightarrow F_{adm} = (L/100) + 0.5 = 1.045$$

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

$$\Delta f = 0.93 - 0.32 + 0.67 - 0.48 = 0.8 \text{ cm.} \Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} = 1.045 \dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

Pour le plancher étage commercial (RDC +1 étage) et terrasse inaccessible, on a procédé de la même manière pour le calcul du ferrailage à L'ELU et les vérification à L'ELS .les résultats sont présentés dans les tableaux ci après :

Ferrailage des différent types des poutrelles

Tableau II.12 Le calcul du ferrailage a l'ELU dans le plancher étage courant et sous-sol.

	Mt (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	A (adap)
En travée	21.73	0.052	0.067	0.124	2.92	1.59	2HA12+1HA10=3.05

En appuis de rive	3.26	0.047	0.06	0.215	0.44	0.27	1HA8=0.5
--------------------------	------	-------	------	-------	------	------	----------

Tableau II.13 Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et sous sol.

L(cm)	As(cm ²)	Mj ^{ser} (KN.m)	Mg ^{ser} (KN.m)	Mp ^{ser} (KN.m)	I(cm ²)	I0 (cm ⁴)
5.45	3.39	5.89	7.8	9.91	17114.67	32339.586
Y(cm)	If _{ji} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	If _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	F adm (cm)
8.96	16779.974	14822.31	13413.86	22803.56	0.8	1.045

Tableau II.14 Calcul du ferrailage à L'ELU dans le plancher étage commercial (RDC +1 étage).

	Mt (KN.m)	μbu	α	Z (m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	A (adap)
En travée	33.45	0.0813	0.10167	0.2199	4.373	1.59	3HA14=4.62
En appuis de rive	5.02	0.0732	0.091	0.2199	0.65	0.27	1HA10=0.79

Tableau II.15 Evaluation de la flèche dans le plancher étage commercial (RDC+1 étage).

L(cm)	As(cm ²)	Mj ^{ser} (KN.m)	Mg ^{ser} (KN.m)	Mp ^{ser} (KN.m)	I(cm ²)	I0 (cm ⁴)
5.45	4.62	9.82	13.09	24.7	22059	35363
Y(cm)	If _{jj} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	If _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	F adm (cm)
6.07	38899	38899	38899	38899	0.96	1.045

Tableau II.16 Calcul du ferrailage a L'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.

	Mt (KN.m)	μbu	α	Z (m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	A (adap)
En travée	17.39	0.056	0.072	0.213	2.34	1.59	2HA12+1HA10=3.05
En appuis intermédiaire	16.038	0.051	0.065	0.214	2.15	0.27	1HA10+1HA14=2.33
En appuis de rive	3.66	0.011	0.013	0.219	0.048	0.27	1HA10=0.79

Tableau II.17 Evaluation de la flèche dans la terrasse inaccessible.

L(cm)	As(cm ²)	Mj ^{ser} (KN.m)	Mg ^{ser} (KN.m)	Mp ^{ser} (KN.m)	I(cm ²)	I0 (cm ⁴)
5.6	2.36	8.15	16.22	18.69	12663	29628
Y(cm)	If _{jjj} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	If _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	F adm (cm)
4.53	3259	3259	3259	3259	0.2	1.06

Tableau II.18 Les Schémas de ferrillages des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
RDC et 1 étage...			
Sous-sol			

II.2.3 Etude de la dalle de compression

- Les armateurs perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{TS}\Phi 5 \text{ } 150 \times 150$$

=> On opte pour un treillis soudé *TS* $\Phi 5 \text{ } 150 \times 150$

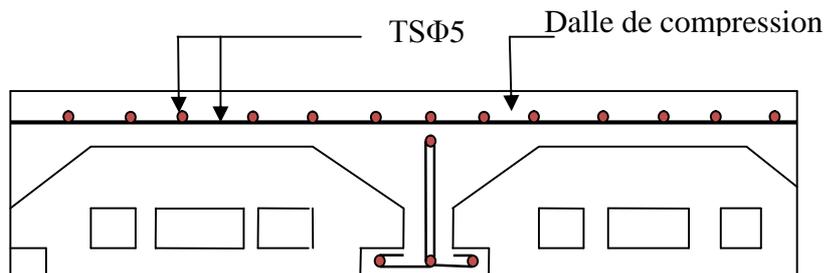


Figure II.13 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2.4 Dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères.

II.2.4.1 Types des dalles pleines

Dans notre projet nous disposons de 9 types de dalles pleines, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés.

- Critère de résistance

$$\text{Pour une dalle sur un seul appui} \rightarrow e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$\text{Pour une dalle sur 2 appuis} \rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

$$\text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis} \rightarrow \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

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

➤ Coupe - feu

Pour une heure de coupe-feu → $e \geq 7$ cm

Pour deux heures de coupe-feu → $e \geq 11$ cm

Pour quatre heures de coupe-feu → $e \geq 14$ cm

Dans notre bâtiment, plusieurs types des dalles pleins se présentent, et pour le pré dimensionnement de l'épaisseur on prend les cas les plus défavorables.

- **Dalle pleine sur deux appuis (D1)**

$L_x = 130$ cm $L_y = 300$ cm

$$e \geq \frac{130}{20} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

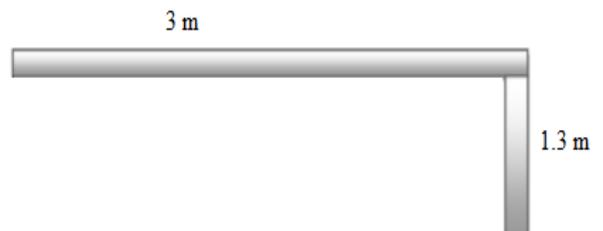


Figure II.14 La dalle D1.

- **Dalle pleine sur deux appuis (D2)**

$L_x = 1,40$ cm $L_y = 2.60$ cm

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4,67 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour $e = 12$ cm

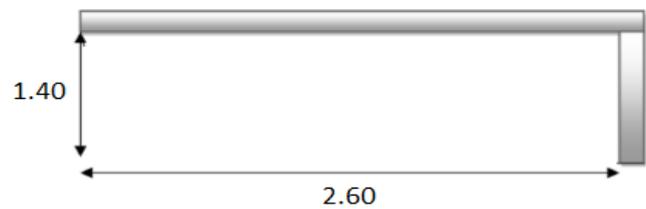


Figure II.15 La dalle D2.

- **Dalle pleine sur deux appuis (D5)**

$L_x = 140$ cm

$L_y = 320$ cm

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4,67 \text{ cm}$$

On adopte $e = 12$ cm



Figure II.16 La dalle D5.

• Dalle pleine sur trois appuis (D6)

$L_x = 191 \text{ cm}$

$L_y = 390 \text{ cm}$

$\frac{191}{45} \leq e \leq \frac{390}{40} \rightarrow 4,24 \text{ cm} \leq e \leq 4,775 \text{ cm}$

On adopte $e = 14 \text{ cm}$

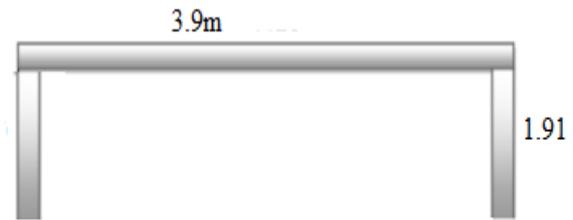


Figure II.17 La dalle D6.

• Dalle pleine sur quatre appuis (D8)

$L_x = 390 \text{ cm}$

$L_y = 710 \text{ cm}$

$\frac{390}{45} \leq e \leq \frac{710}{40} \rightarrow 8,66 \text{ cm} \leq e \leq 9,75 \text{ cm}$

On adopte $e = 12 \text{ cm}$

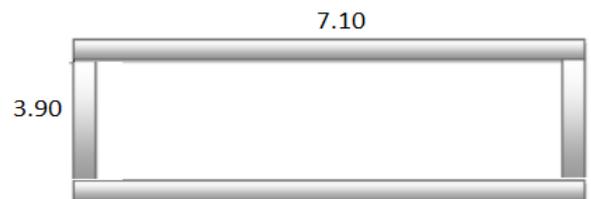


Figure II.18 La dalle D8.

II .2.4.2 Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.19 Evaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.12	3
5	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.52
Charge d'exploitation Q				3.2

Tableau II.20 Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (ascenseur) .

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle plein	25	0.14	3.5
5	Enduit de ciment	10	0.02	0.2
Charge permanent G				4.86
Charge d'exploitation Q				2.5

❖ **D9 Dalle sur 04 appuis (cage d'escalier)**

$l_x = 5.5m$ et $l_y = 7.1m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

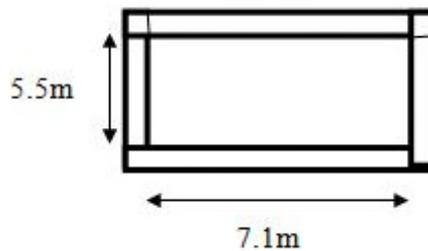


Figure II.19 : section d'une dalle sur 4 appuis .

II.2.4.3 Calcul des sollicitations

L'évaluation des charges

A l'ELU

On a: $G=4.86KN/m^2$; $Q=2.5KN/m^2$.

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31KN/m^2$

$q_s=G+Q=7.36KN/m^2$

$u_x=0.0608$ BAEL (annexe II)

$u_y= 0.5274$BAEL (annexe II)

$M_{0x}= u_x \times q_u \times l^2_x = 0.0608 \times 10.311 \times 5.2^2 = 16.95KN.m$

$M_{0y}=M_{0x} \times u_y = 16.95 \times 0.5274 = 8.94KN.m$

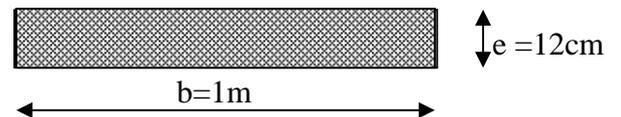


Figure II.20 Section de la dalle pleine à ferrailer

Moment en travées

$$M_{t_x} = 0.85 M_{x_0} = 16.95 \times 0.85 = 14.4075 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 8.94 = 7.5991 \text{ KN.m}$$

Moment appuis

$$M_{a_y} = M_{a_x} = -0.3 M_{x_0} = -0.3 \times 16.95 = -5.085 \text{ KN.m}$$

II.2.4.4 Ferrailage de dalle pleine

En travée : sens(x-x) et (y-y)

- **Ferrailages** : Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.21 Le résultat de ferrailage de la dalle de la cage d'escalier.

En travée								
sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adaptée} (cm ² /ml)	St
X	14.4075	0.1014	0.134	0.0946	4.376	1.0752	4HA12=4.52	33
Y	7.5991	0.0535	0.068	0.0973	2.244	0.962	2HA12=2.26	33
En appuis								
Xet Y	-5.085	0.03577	0.0455	0.0982	1.48	1.0752	4HA10=3.14	33

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\rho = 0.76 \geq 0.4 \quad ; \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$X \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times 2(3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.76) 100 \times 12 = 1.0752 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3HA8 = 1.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$Y \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification du cisaillement**

$$1. \quad V_U = \frac{P_u \cdot L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_y^4 * L_x^4} = \frac{10.313 * 5.5}{2} * \frac{7.1^4}{5.5^4 * 7.1^4} = 20.84 \text{ KN}$$

$$2. \quad \tau_u = \frac{V_U}{b * d} = \frac{20.84 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.2044 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\sigma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots C V$$

$$3. \quad V_U = \frac{P_u \cdot L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 * L_x^4} = \frac{10.313 * 7.0}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 * 7.1^4} = 9.53 \text{ KN}$$

$$4. \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{9.53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.1} = 0.0953 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\sigma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots C V$$

Calcul à ELS

$$q_s = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

$$u_x = 0.0762 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe II)}$$

$$u_y = 0.6580 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe II)}$$

$$M_{0x} = u_x \times q_u \times l^2 x = 14.96 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times u_y = 9.844 \text{ kn.m}$$

Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{x0} = 12.716 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 8.3674 \text{ KN.m}$$

Moment appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.3 M_{x0} = -0.3 \times 16.95 = -4.488 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

En travée : sens(x-x) et (y-y)

- **Ferraillages :** Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.22 Le résultat de ferraillage de la dalle de la cage d'escalier

En travée								
sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adaptée} (cm ² /ml)	St
X	12.716	0.0895	0.11745	0.095	3.834	1.0752	4HA12=4.52	33
Y	8.367	0.0589	0.07596	0.097	2.2479	0.962	2HA12=2.26	33
En appuis								
Xet Y	-4.448	0.0316	0.04	0.09839	1.31	1.0752	4HA8=2.01	33

II.2.4.5 vérifications à L'ELS

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \quad M_{ser} = 7.48 \text{ kn.m}$$

$$(b \times y^2) / 2 + 15 A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad Y = 3.06 \text{ cm} \quad I = (b \times y^3) / 3 - 15 \times A \times (d - y)^2 = 4220.579 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 8.5179 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- **la contrainte dans le béton**

on a une fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times f_e ; (110 \sqrt{n \times f_{tj}})) = 201.63 \text{ mpa}$$

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

• **Espacement des armatures**

$L_x \Rightarrow St \leq \min(3 \times e, 33 \text{ cm}) = (3 \times 12; 33) = 33 \text{ cm}$; on adopt pour $St=33 \text{ cm}$.

$33 \leq 33$ condition vérifié

$L_y \Rightarrow St \leq \min(4 \times e, 33 \text{ cm}) = (4 \times 12; 33) = 45 \text{ cm}$.

$33 \leq 45$ condition vérifiée

II.2.4.6 Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l} = 0.106 \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad 3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0013 < \frac{4.52}{f_e} = 0.0113$$

Les trois conditions sont satisfaites donc la flèche est vérifiée

Les résultats de ferrailage et de vérification sont résumés dans le tableau ci-après.

• **Vérifications des contraintes**

Tableau II.23 Vérifications des contraintes à l'ELS.

En travée								
Sens	Ms (KN.m)	A (Cm ²)	d Cm	Y Cm	I (Cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
X	12.71	4.52	10	3.06	4220.57	9.2	15	Vérifiée
Y	8.367	2.26	10	2.28	2415.46	7.89777	15	Vérifiée
En appuis								
Xet Y	-4.448	2.01	10	2.7	3263.77	3.6	15	Vérifiée

Ferrailage des différentes dalles

Les résultats de calcul des sollicitations des dalles pleines sont illustrés dans les tableaux qui suivent :

Tableau II.24 Les vérifications des sollicitations maximales dans les dalles pleines.

type	Sollicitation					
	ELU			ELS		
	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma (KN.m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma(KN.m)
D1	1.937	0.488	-0.6837	1.40845	0.4334	-0.4971
D2 et D5	16.583	/	-2.43	11.776	/	-1.7318
D6	23.521	5.79	-7.05375	16.68	4.113	-5.004
D8	12.29	3.0725	-4.337	9.1375	3.61	-3.225
D9	14.4075	7.599	-5.085	12.716	8.3674	-4.488

Tableau II.25 Vérification de l'effort tranchant .

Type	D1	D2 et D5	D6	D8	D9
V_{ux}	6.795	22.208	8.146	18.422	20.84
V_{uy}	19.89	/	16.63	3.05	9.53
$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}$	0.0679 ≤ 1.17	0.185 ≤ 1.17	0.058 ≤ 1.17	0.18 ≤ 1.17	0.208 ≤ 1.17
$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}$	0.19 ≤ 1.17	/	0.16 ≤ 1.17	0.03 ≤ 1.17	0.0953 ≤ 1.17

Tableau II.26 Calcul du ferrailage à L'ELU .

Type	Sens		Mu KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adaptée} (cm ² /ml)	St
D1	Travée	xx	1.937	0.0136	0.0172	0.0993	0.56	0.96	3HA8=1.51	33
		yy	0.4844	0.0034	0.004	0.099	0.129	1.236	3HA8=1.51	33
	Appuis	Xx et yy	-0.683	0.0048	0.006	0.099	0.197	0.96	3HA8=1.51	33
D2etD5	Travée	/	16.583	0.116	0.1556	0.093	5.08	1.2	4HA12=6.16	33
	Appuis	/	-2.43	0.0171	0.0215	0.0991	0.704	1.2	3HA8=1.51	33
D6	Travée	xx	23.512	0.0115	0.153	0.112	5.99	1.4	4HA14=6.16	33
		yy	5.79	0.0283	0.0359	0.1182	1.406	1.12	4HA8=2.01	33
	Appuis	xx								

		et yy	-7.053	0.0344	0.0438	0.11785	1.72	1.4	4HA8=2.01	33
D8	Travée	xx	12.29	0.0865	0.113	0.095	3.69	1.18	4HA12=4.52	33
		yy	3.0725	0.0216	0.0273	0.0989	0.8925	0.96	4HA10=3.14	33
	Appuis	xx								
		et yy	-4.337	0.0305	0.0387	0.098	1.265	1.18	4HA8=2.01	33
D9	Travée	xx	14.4075	0.1014	0.134	0.0946	4.376	1.0752	4HA12=4.52	33
		yy	7.599	0.0535	0.068	0.0973	2.244	0.96	2HA12=2.26	33
	Appuis	Xx								
		et yy	-5.085	0.0357	0.0455	0.0982	1.48	1.21	4HA8=2.01	33

Tableau II.27 Vérification des contraintes à L'ELS σ_{bc} :

Type	Sens		M_s Kn.m	A (cm ²)	d(cm)	Y(m)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
D1	Travée	xx	1.409	1.51	10	1.913	1714.65	1.570	15	Vérifiée
		yy	0.43	2.21	10	1.913	1714.65	4.75	15	Vérifiée
	Appuis	xx Et yy	0.479	1.51	10	1.913	1712.65	0.55	15	Vérifiée
D2 etD5	Travée	/	11.77	6.16	10	3.87	5404.12	8.423	15	Vérifiée
	Appuis	/	-1.73	1.51	10	1.91	1714.66	1.92	15	Vérifiée
D6	Travée	xx	16.68	4.52	12	3.41	6324.5	8.9	15	Vérifiée
		yy	4.118	3.14	12	2.92	4713.128	2.74	15	Vérifiée
	Appuis	xx et yy	-5.005	3.14	12	2.92	4713.128	3.175	15	Vérifiée
D8	Travée	xx	9.1375	5.65	10	3.35	5001.04	6.12	15	Vérifiée
		yy	3.61	1.51	10	2.11	2528.57	3.0124	15	Vérifiée
	Appuis	xx et yy	3.225	2.01	10	2.16	2193.09	3.55	15	Vérifiée
	Travée	xx	12.716	4.52	10	3.06	4220.579	9.219	15	Vérifiée
		yy	8.367	5.65	10	2.634	2825.75	7.79	15	Vérifiée

D9	Appuis	xx	7.48	4.52	10	3.06	4220.579	5.42	15	Vérfiée
		et yy								

Tableau II.28 Vérification des contraintes à L'ELS σ_{st} .

Type	Sens		M_s KN.m	A (cm ²)	d(cm)	Y(m)	I (cm ²)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
D1	Travée	xx	1.409	1.51	10	1.913	1714.65	103.83	201.63	Vérfiée
		yy	0.43	2.21	10	1.913	1714.65	30.42	201.63	Vérfiée
	Appuis	xx Et yy	0.479	1.51	10	1.913	1712.65	33.887	201.63	Vérfiée
D2 et D5	Travée	/	11.77	6.16	10	3.87	5404.12	200	201.63	Vérfiée
	Appuis	/	-1.73	1.51	10	1.91	1714.66	112.4	201.63	Vérfiée
D6	Travée	xx	16.68	6.16	12	3.87	5404.12	119.44	201.63	Vérfiée
		yy	4.113	3.14	12	2.92	4713.128	118.85	201.63	Vérfiée
	Appuis	xx et yy	-5.005	3.14	12	2.92	4713.128	114.5	201.63	Vérfiée
D8	Travée	xx	9.1375	5.65	10	3.35	5001.04	182.105	201.63	Vérfiée
		yy	3.61	1.51	10	2.11	2528.57	168.96	201.63	Vérfiée
	Appuis	xx et yy	3.225	2.01	10	2.16	2193.09	172.93	201.63	Vérfiée
D9	Travée	xx	12.716	7.70	10	4.87	6220.579	99.55	201.63	Vérfiée
		yy	8.367	6.16	10	3.87	4220.579	76.72	201.63	Vérfiée
	Appuis	xx et yy	7.48	4.52	10	3.06	4220.579	184.49	201.63	Vérfiée

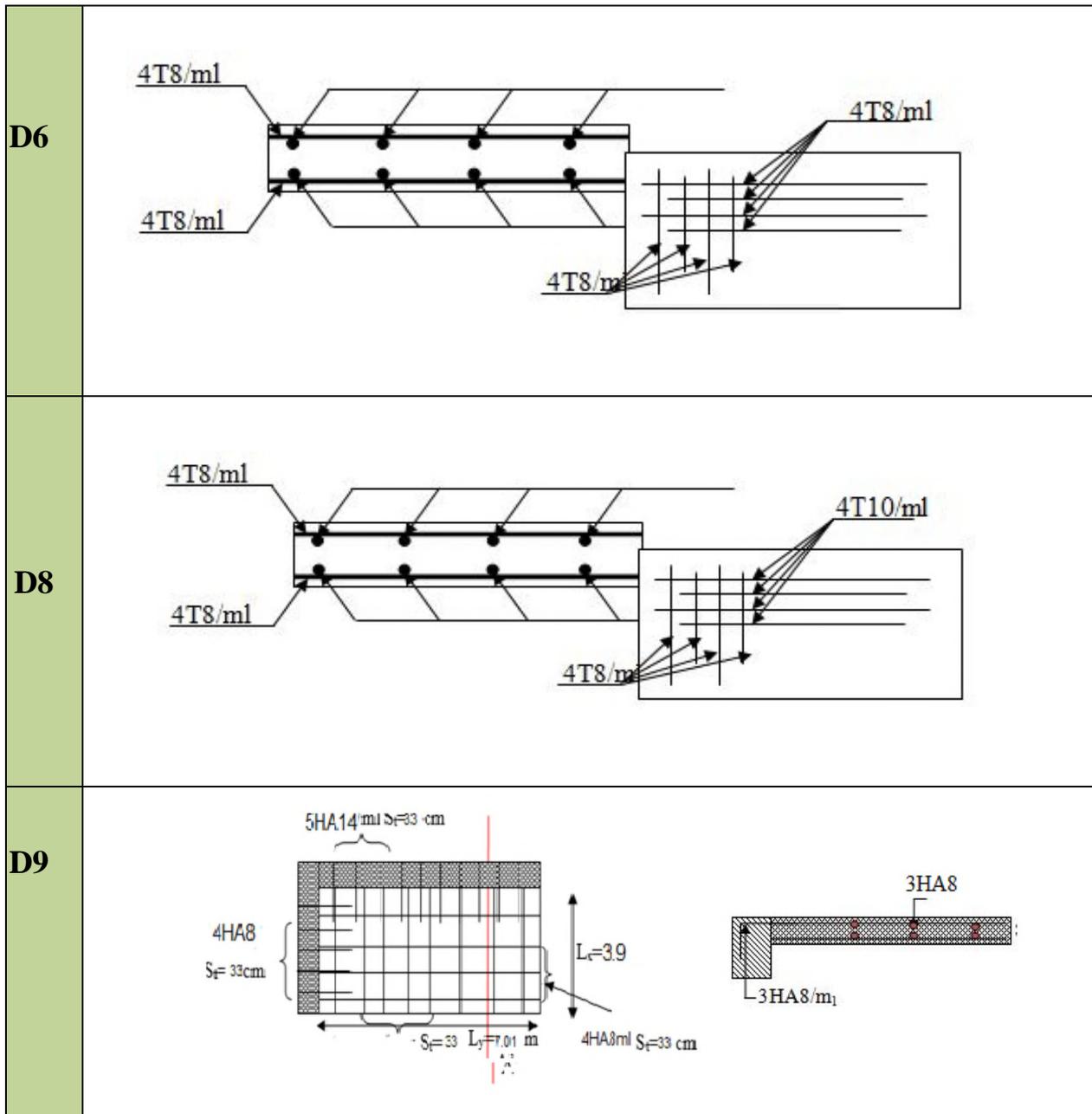
Tableau II.29 Vérification de la flèche à ELS.

Type de dalle	D6(xx)	D6(yy)	D9(xx)	D9(yy)
Mj	1,12	4,67	10,83	18,06
Mg	2,06	8,85	15,03	25,04
Mp	3,18	13,25	25,87	43,11
σ_{sj}	22,82	143,9	267,12	706,17
σ_{sg}	41,97	247,9	370,712	979,09
σ_{sp}	64,7	382,9	638,079	1685,65
μ_j	0,45	0,67	0,92	0,94
μ_g	0,65	0,8	0,94	0,96
μ_p	0,75	0,86	0,97	0,97
Ifji	19503,5	9742,14	12496,5	9196,7
Ifgi	17417,02	8691	12372,5	9074,1
Ifpi	16532,69	8278,7	12190,9	9014,1
Ifgv	21984,6	14433,27	17180,7	14727,4
fij	0,00645	0,22	0,8	0,3
fgi	0,0123	0,46	0,01	0,04
fpi	0,0216	0,48	0,02	0,07
fgv	0,0315	0,83	0,02	0,08
Δf_i	0,04	0,63	0,79	0,25
fadm	0,69	0,89	1,05	1,21
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.2.4.7 Schéma de ferrailage

Tableau II.30 Tableau de ferrailage.

Schéma de ferrailage	
D1	<p>3HA8/ml ; $S_r = 33$ m</p> <p>3HA8</p> <p>3HA8/m₁</p>
D2 et D5	<p>4HA12/ml ; $S_r = 33$ m</p> <p>3HA8</p> <p>3HA8/m₁</p>



II.2.5 Les escalier

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Les différents éléments constituant un escalier sont : voir la figure ci-après

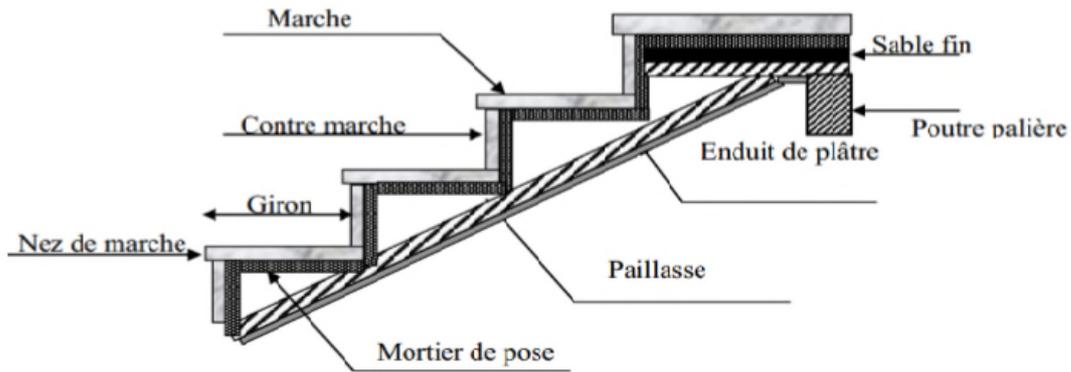


Figure II.21 Détail d'un escalier

II.2.5.1 Le dimensionnement

Pour le pré dimensionnement de la cage d'escalier, on doit vérifier les conditions suivantes :

1. La hauteur h des contremarches entre 14 et 18cm
2. La largeur g (giron) entre 25 et 32cm
3. La formule empirique de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$
4. $g = \frac{L0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

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

Exemple de calcul

➤ Volée 01

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

On a : $g = \frac{L0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : $h=17\text{ cm}$, $L0= 240\text{ cm}$ $n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} = 9$.

Donc : 9 contre marche

$\Rightarrow g = \frac{240}{9-1} = 30\text{ cm}$ et $h = \frac{155}{9} = 17\text{ cm}$.

Paillasse et palier :

$Tg(\alpha) = \frac{1.55}{2.4} \rightarrow \alpha = 32.85$

$l' = 1.3 + \frac{2.4}{\cos(32.85)} + 1.91 \rightarrow l' = 5.06\text{ m}$.

$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow \frac{506}{30} \leq e \leq \frac{506}{20} \rightarrow 16.866 \leq e \leq 25.3$

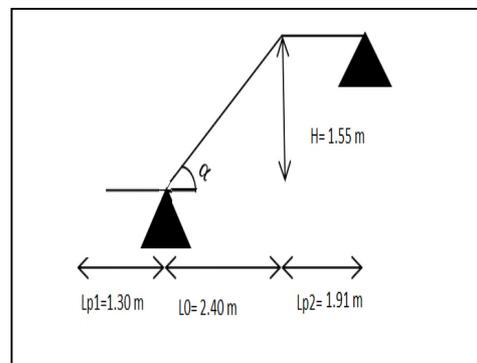


Figure II.22 : Schéma statique des escaliers

Donc : $e=17$.

Volée 02

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

On a : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : $h=17$ cm , $L_0= 240$ cm $n = \frac{H}{h} = \frac{134}{17} = 8$

Donc : 8 contre marche

$\Rightarrow g = \frac{212.5}{8-1} = 30$ cm et $h = \frac{134}{8} = 17$ cm

\Rightarrow Paillasse et palier :

$Tg(\alpha) = \frac{1.34}{2.125} \rightarrow \alpha = 32.23$

$l' = 1.3 + \frac{2.125}{\cos(32.23)} + 1.91 \rightarrow l' = 5$ m

$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow \frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20}$

$\rightarrow 16.667 \leq e \leq 25$

Donc : $e=17$

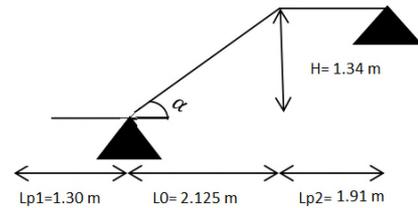


Figure II.23 Schéma statique des escaliers

➤ **Escalier sous-sol**

Volée (I)

On a : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : $h=17$ cm , $L_0= 251$ cm

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

donc : 9 contre marche

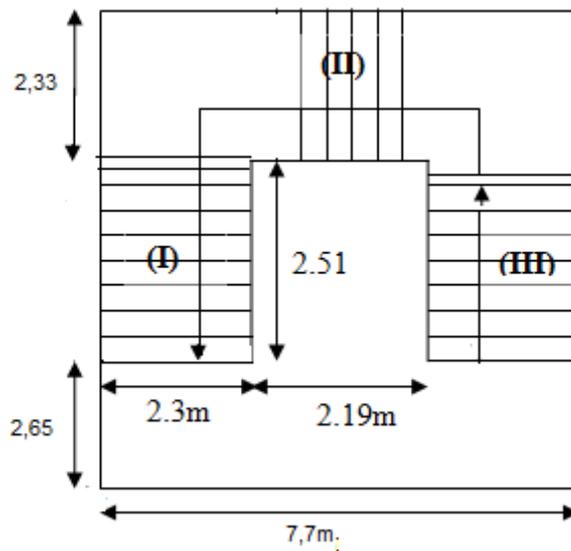


Figure II.24 Escaliers a 3 volées

$\Rightarrow g = \frac{251}{9-1} = 30$ cm et $h = \frac{153}{9} = 17$ cm

\Rightarrow Paillasse et palier :

$Tg(\alpha) = \frac{153}{251} = 0.6 \rightarrow \alpha = 31.36$

$$l' = 1.15 + \frac{2.51}{\cos(31.36)} + 2.48 \rightarrow l' = 5.06 \text{ m}$$

$$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow \frac{506}{30} \leq e \leq \frac{506}{20} \rightarrow 16.863 \leq e \leq 25$$

Donc : e=17

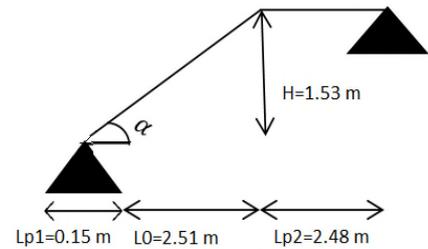


Figure II.25 Schéma statique des escaliers

➤ Volée (II)

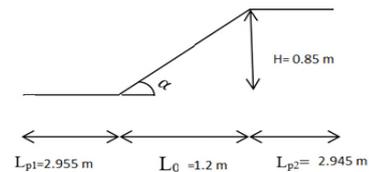
Deuxième partie : Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée

Épaisseur de la paillasse : $e \geq \frac{Lx}{20} = 233 / 20 = 12 \text{ cm}$

e=17cm

On a : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : h=17 cm , L0= 120 cm



$$n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5$$

donc : 5 contre marche

$$g = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \text{ et } h = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm}$$

➤ Volée III

On a : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : h=17 cm , L0= 281 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

donc : 10 contre marche

$$\Rightarrow g = \frac{281}{n-1} = 30 \text{ cm} \rightarrow 30(n-1)=281$$

$$\rightarrow n = \frac{281+30}{30} = 10$$

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

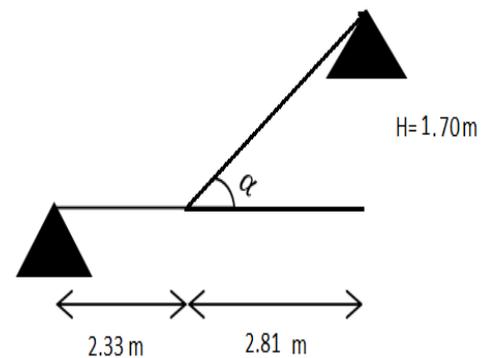


Figure II.27 Schéma statique des escaliers

⇒ Paillasse et palier :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{1.7}{2.81} = 0.6 \rightarrow \alpha = 31.173$$

$$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow 16.667 \leq e \leq 25$$

Donc : e=17

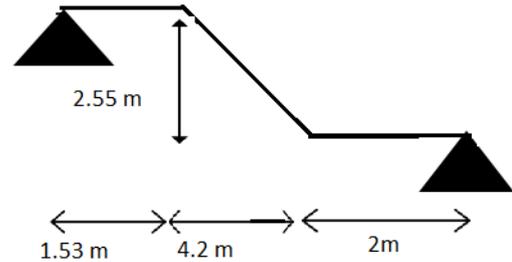
Escalier RDC

On a : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : h=17 cm , L0= 420 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15$$

donc : 15 contre marche



⇒ $g = \frac{420}{14} = 30$ cm et $h = \frac{255}{15} = 17$ cm **Figure II.28** : Schéma statique des escaliers

⇒ Paillasse et palier :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{200}{420} = 0.47 \rightarrow \alpha = 25.46$$

$$l' = 2.55 + \frac{420}{\cos(25.46)} + 2 \rightarrow l' = 5$$
 m

$$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow \frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20} \rightarrow 16.667 \leq e \leq 25$$

Donc : e=17

Donc l'ensemble des dimensions des escaliers est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.31 Pré dimensionnement de l'ensemble des escaliers.

dimension étage	H étage (m)	Volée	H volées (m)	L volée (m)	Nombre de marche	Epaisseur e (cm)	G (cm)	H (cm)
Sous-sol	4.08	1	1.53	2.51	8	17	30	17
		2	0.85	1.2	4	17	30	17
		3	1.7	2.81	9	17	30	17
RDC	5.1	1	2.55	2.4	15	17	30	17

		2	2.55	2.4	15	17	30	17
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2.89	1	1.19	2.4	7	17	30	17
		2	1.7	2.125	10	17	30	17

II.2.5.2 Evaluation des charges et les surcharges

Tableau II.32 Evaluation de charge revenant à la volée.

N°	COUCHE		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
1	Paillasse		25	$e/\cos\alpha$	5.21
2	Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
		Verticale	20	$0.02*h/g$	0.22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	$0.02*h/g$	0.4
		Verticale	20	0.02	0.22
4	Enduit de ciment		18	0.02	0.36
5	Points de marches		22	/	1.87
Charge permanent G					8.68
Charge d'exploitation					2.5

Tableau II.33 Evaluation des charges revenant au palier.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.17	4.25
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				5.77
Charge d'exploitation Q				2.5

• Étude de l'escalier

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargés

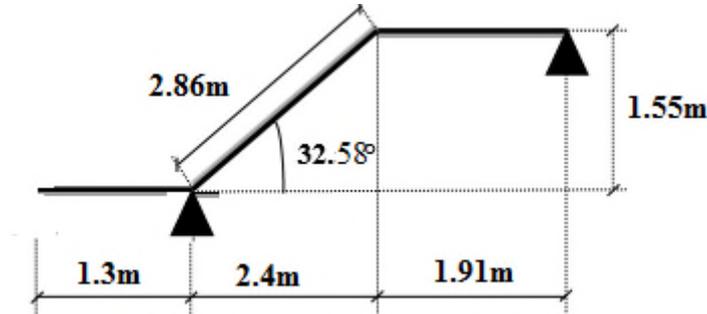


Figure II.29 : Schéma statique d'escalier.

Tableau II.34 charge et surcharge.

	G	Q
Volée	8.68 KN/m	2.5 KN/m
Palier	5.77 KN/m	2.5 KN/m

Calcul à l'ELU : La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.68) + (1.5 \times 2.5) = 15.468 \text{ KN/ml.}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 2.5) = 11.539 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à l'ELS : La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.86 + 2.5 = 11.18 \text{ KN/ml.}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = G_p + Q_p = 5.77 + 2.5 = 8.27 \text{ KN/ml}$$

II.2.5.3 Calcul des sollicitations

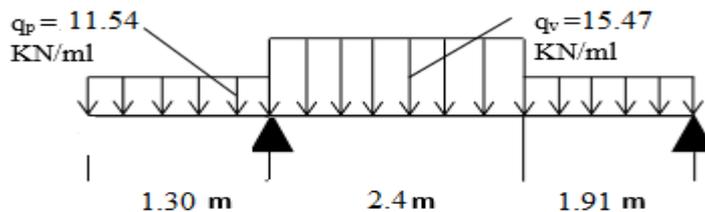


Figure II.30 Schéma statique d'escalier.

➤ **Calcul RDM**

Calcul des réactions :

$$\sum F/v=0$$

$$R_A + R_B = 11.54 \times 1.3 + 11.54 \times 1.91 + 15.47 \times 2.4 = 74.3 \text{ kn}$$

$$\sum M/B=0$$

$$11.54 \times 1.3(1.3/2 + 2.4 + 1.91) - 4.31R_A + 15.47 \times 2.4(\frac{2.4}{2} + 1.91) + 11.54 \times 1.91(\frac{1.91}{2}) = 0$$

$$R_A = 48.9 \text{ KN} \quad R_B = 25.4 \text{ KN}$$

➤ **Calcul à ELS**

$$\sum F/v=0$$

$$R_A + R_B = 0$$

$$-8.27 \times 1.3 - 11.18 \times 2.4 - 1.91 \times 8.27 + R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 53.378$$

$$R_A + R_B = 53.4 \text{ kn}$$

$$\sum M/a=0$$

$$+8.27 \times 1.3(\frac{1.3}{2} + 2.4 + 1.91) - R_A \times (2.4 + 1.91) + 11.18 \times 2.4(\frac{2.4}{2} + 1.91) + 8.27 \times 1.91(\frac{1.91}{2})$$

$$R_A = 35.2 \text{ KN} \quad R_B = 18.21 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

➤ **Calcul de l'ELU**

Méthode des sections

1. Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.3$

$$T_y = 11.54x + 7.5$$

$$T(0) = 0 \text{ Kn}$$

$$T(1.3) = 15.002 \text{ KN}$$

$$M_z = -11.54x^2/2$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_z(1.3) = -9.75 \text{ KN.m}$$

$$dmz(x)/d(x) = -11.54x \quad ; \quad X_0 = 0$$

$$M_0^{\max} = 0$$

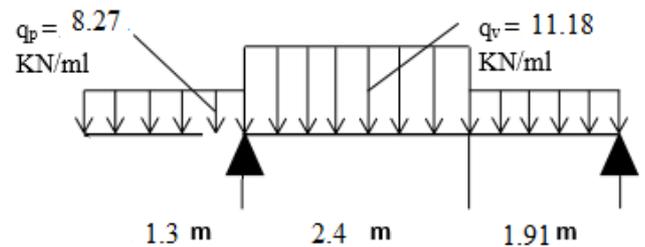


Figure II.31 : schéma statique d'escalier à ELS.

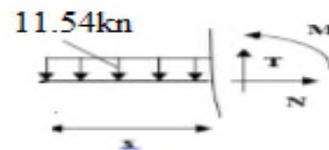


Figure II.32 Tronçon 1 de l'escalier.

2. **Tronçon2** : $1.3 \leq x \leq 3.7$

$$T_y = 15.002 + 15.47(x - 1.3)$$

$$T_y(1.3) = 15.002 \text{ KN}$$

$$T_y(3.7) = 52.13 \text{ KN}$$

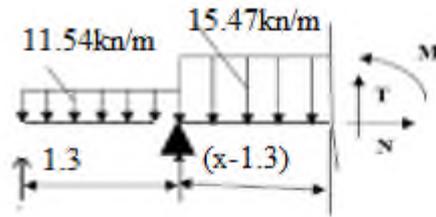


Figure II.33 Tronçon 2 de l'escalier.

$$M_z = 48.9(x - 1.3) - 15.47(x - 1.3)^2 / 2 - 11.54 \times 1.3(1.3/2 + (x - 1.3))$$

$$M_z(1.3) = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_z(3.7) = 27.0503 \text{ KN.m}$$

$$dm_z(x)/dx = 15.002 - 15.47x$$

$$X = 0.97 \text{ m}$$

$$M^{\max}(0.79) = -21.777 \text{ KN.m}$$

3. **Tronçon 3** : $0 \leq x \leq 1.91$

$$T_y = 25.4 - 11.54x$$

$$T_y = 25.4 \text{ KN}$$

$$T_y = 3.3586 \text{ KN}$$

$$M_z = 25.4x - 11.54(x^2/2)$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_z(1.3) = 27.46 \text{ KN.m}$$

$$dm_z(x)/dx = 25.4 - 11.54x$$

$$x = 2.2$$

$$M^{\max}(2.2) = 28 \text{ KN.m}$$

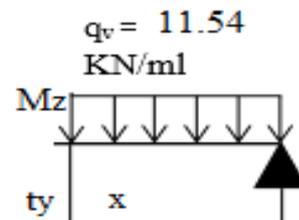


Figure II.34 Tronçon 3 de l'escalier.

➤ **Calcul de l'ELS**

Méthode des sections

1. **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.3$

$$T_y = 11.54x$$

$$T(0) = 0 \text{ KN}$$

$$T(1.3) = 10.751 \text{ KN}$$

$$M_z = -8.27x^2 / 2$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_z(1.3) = -6.98 \text{ KN.m}$$

$$dm_z(x)/d(x) = -8.43x \quad ; \quad X_0 = 0$$

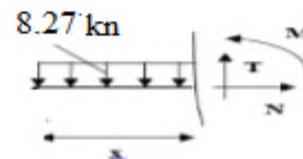


Figure II.35 Tronçon 1 de l'escalier.

$M_0^{max} = 0$

2. Tronçon 2 : $1.3 \leq x \leq 3.7$

$Ty = 10.751 + 11.18(x - 1.3)$

$Ty(1.3) = 10.751 \text{ KN}$

$Ty(3.7) = 37.583 \text{ KN}$

$Mz = 35.2(x - 1.3) - 11.18(x - 1.3)^2 / 2 - 10.751 \times 1.3(1.3/2 + (x - 1.3))$

$Mz(1.3) = -6.988 \text{ KN.m}$

$Mz(3.7) = 19.5 \text{ KN.m}$

$dmz(x)/dx = 10.751 + 11.18x$

$X = 0.96 \text{ m}$

$M^{max}(0.79) = -15.94 \text{ KN.m}$

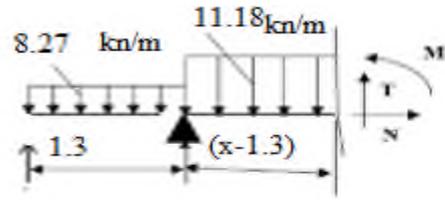


Figure II.36 Tronçon 2 de l'escalier.

3. Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.91$

$Ty = 18.21 - 8.27x$

$Ty = 18.21 \text{ KN}$

$Ty = 2.497 \text{ KN}$

$Mz = 18.21x - 8.27(x^2/2)$

$Mz(0) = 0 \text{ KN.m}$

$Mz(1.91) = 19.696 \text{ KN.m}$

$dmz(x)/dx = 18.21 - 8.27x$

$x = 2.202$

$M^{max}(2.202) = 20.085 \text{ KN.m}$

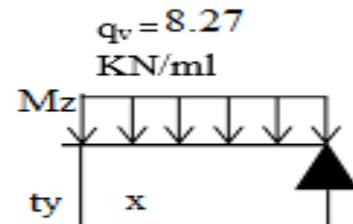


Figure II.37 Tronçon 3 de l'escalier.

Les moments réels

$Mt = 0.75 M_0^{max}$

$Ma = 0.5 M_0^{max}$

Tableau II.35 Les moments réels.

Etat	M_0^{max}	Ma(KN.m)	Mt (KN.m)	V(KN)
L'ELU	28	-14	21	52.13
L'ELS	20.1	-10.05	15.075	37.583

II.2.5.4 Calcul des ferrillages

Ferrillage se fera en (F.S) pour une section rectangulaire (b*h) = (100×18) cm²

Soit (FPN) e=15cm enrobage =2cm d=16cm

➤ **En travée :** $M_t^{\max} = 21 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21 * 10^{-3}}{1 * (0.16)^2 * 14.2} = 0.065 \text{ et } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

$$= 0.065$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.085$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.1545 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 3.9 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Min} = 0.23 * 100 * 16 * \frac{21}{400} = 1.93 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 3.9 \text{cm}^2 > A_{Min} = 1.93 \Rightarrow \text{vérifiée. On prend } A_s = 4HA12 = 4.52 \text{cm}^2$$

Ferrillage en appuis

➤ **Appuis de rive**

On a : $M_{Rive}^a = -14 \text{KN.m}$ section en T

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14 * 10^{-3}}{1 * 14.2 * (0.16)^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0385 \Rightarrow U_{bu} = 0.0385$$

$$< 0.186$$

$$0.061 < 0.392 \quad ; \text{Pivot « A »} \Rightarrow (A' = 0 \text{ et } A \neq 0)$$

$$U_{bu} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.049 \text{m} \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.156 \text{m}$$

$$A_a^{\text{Rive}} = \frac{M_a^{\text{Rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{Rive}} = 2.56 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = 1.93 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{cm}^2$$

Vérification des armatures

➤ **En travée :** $A_l \geq \frac{At}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$. On choisit 4HA8 = 2.01 cm²

➤ **En appuis:** $A_l \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{cm}^2$ On choisit 3HA8 = 1.51 cm²

Sens principal: En travée $St=25\text{cm} \leq \min(3e.33)$

$St=25\text{cm} \leq \min(45.33) \dots\dots$ Vérifiée.

En appuis $St = 25\text{cm} \leq \min(45.33) \dots\dots$ Vérifiée.

Sens secondaires : Armatures de répartitions

$St = 25\text{cm} \leq \min(45.33) \dots\dots$ Vérifiée

II.2.5.5 vérification a ELU

$V=52.13\text{kn}$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.2 f_{c28})/\sigma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{52.13 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.16} = 0.3258\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.3258 \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}.$$

Vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

➤ Vérification des armatures longitudinales

$$A > \left(V + \frac{Mt}{0.9d} \right) \frac{\delta_s}{f_e} = \left(52.13 \times 10^{-3} + \frac{21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16} \right) \frac{1.15}{400} = 5.69 \text{ cm}^2$$

Avec $A > 5.69\text{cm}^2$ condition vérifiée

➤ Vérification de compression du béton

• En travée

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

Calcul de Y

$$0.5by^2 + 15(A+A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \quad A' = 0$$

$$50y^2 + 15(4.52y) - 15(4.52 \times 16) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 1084.8 = 0 \quad y = 4.0289\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times (y)^3 + 15(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; \quad A' = 0$$

$$I = 100/3 \times (4.03)^3 + 15 \times 4.52(16 - 4.52)^2 = 11115.295\text{cm}^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{15.072 \times 10^{-3} \times 4.03 \times 10^{-2}}{11115.3 \times 10^{-4}} = 5.46\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

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

Calcul de y

$$0.5by^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \quad A' = 0$$

$$50 y^2 + 15(3.14y) - 15(3.14 * 16) = 0$$

$$50 y^2 + 47.25y - 753.6 = 0 \quad y = 3.43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times (y)^3 + 15(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; \quad A' = 0$$

$$I = 100/3 * (3.43)^3 + 15 * 3.14 (16 - 3.14)^2 = 9134.49 \text{ cm}^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{10.05 \times 10^{-3} \times 3.14 \times 10^{-2}}{9134.49 \times 10^{-4}} = 3.774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.774 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

II.2.5.6 Vérification de la flèche d'escalier

Vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_o}\right)l$$

$$e = 18 \text{ cm} \geq (15.11, 15.1)$$

$$e = 18 \text{ cm} \geq 15.11$$

$$A_t < \frac{2b \cdot d}{f_e} = \frac{2 * 100 * 16}{400} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 < 8 \text{ cm}^2$$

$$L = 1.3 + 2.4 + 1.91 = 5.03 < 8 \text{ m} \text{ condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

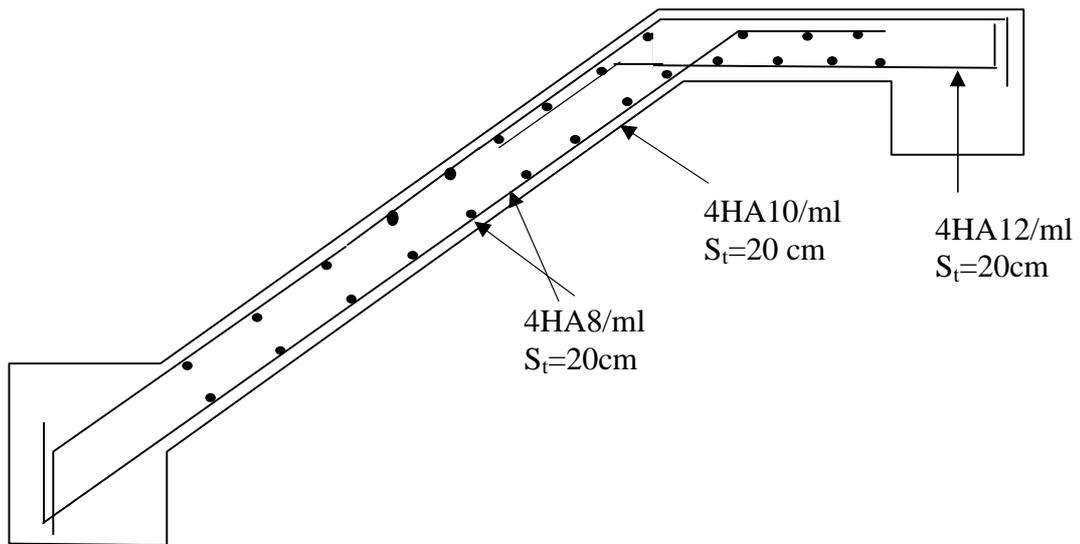


Figure II.38 Schéma de ferrailage de l'escalier

• Escalier a trois volées

Volée

a) l'ELU

$$q_v = 1.35 \times 8,68 + 1.5 \times 2.5 = 15.468 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5 = 11.5391 \text{KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 32.33 \text{KN}$$

$$R_B = 36.84 \text{KN}$$

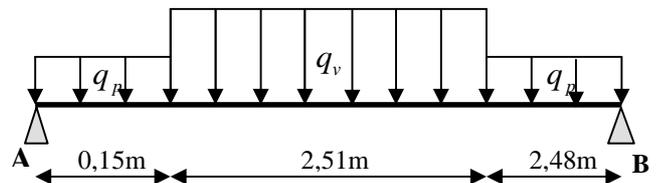


Figure II.39 Schéma statique avec chargement

b) l'ELS

$$q_v = 8,68 + 2.5 = 11,18 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_p = 7.75 + 2.50 = 8,27 \text{KN} / \text{m}$$

Par la méthode RDM on trouve : $R_A = 23.22 \text{KN}$
 $R_B = 26.58 \text{KN}$

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableau suivant

Tableau II.36 Les sollicitations dans l'escalier.

Etat limite	M_0^{\max}	M_t^{\max}	M_a^{\max}	Vu
Elu	58,7	29,35	44,025	34,57
Els	43,147	21,5735	32,36	24,9

Tableau II.37 Ferrailages l'escalier.

position	M	μ_{bu}	α	Z	Acal	Amin	Aadop	st
En travée	29,35	0,085	0,075	0,233	5,675	2,77	6HA12=6,79	20
En appui	44,025	0,039	0,0449	0,225	3,74	2,77	4HA10	20

Tableau II.38 Vérification de la contrainte en travée et en appui.

	Mser	y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
En travée	32,36	4,2	19117	7,12	15	vérifier
En appui	21,57	3,43	12892	5,74	15	vérifier

II.2.6 Calcul de la poutre brisée

1.Introduction

-La poutre brisée est soumise à son poids propre et à la charge transmise par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions.

III.2.6.1 Etude de la deuxième volée (pour l'escalier a 3 volée) .

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

✓ **Les charges**

$G = 8.68 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow e=17\text{cm}$

$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Evaluation de charges

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 15.468 \text{ KN/ml}$

$P_s = G + Q = 8.68 + 2.5 = 11.18 \text{ KN/ml}$

$M_u = 44 \text{ KN.m}$ $V_u = 34,57 \text{ KN}$

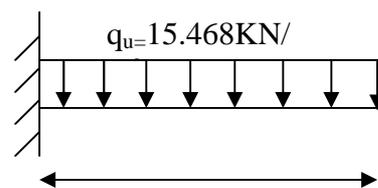


Figure II.40 Schéma statique de la volée (II)

Ferraillage A L'ELU

Tableau II.39 : Résultat de ferraillage et vérification de la 2^{ème} volée d'escalier 3 volée.

M(KN.m)	μ_{bu}	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	ST cm	Ar	ST Cm	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
44	0.038	3.74	5HA12=5.65	25	3HA8	30	32.361	7,12	15	Vérifier

Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{L} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625$ 2) $\frac{h}{L} \geq 0.115$ 3) $\frac{A}{b \times d} = 0.0056 < \frac{7.37}{400} = 0.0184$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

II.2.6.2 Le Dimensionnement de la poutre brisée.

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 49.5 \leq h \leq 73.97$

Soit : **h=50cm et b=35cm**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple

et à la torsion.

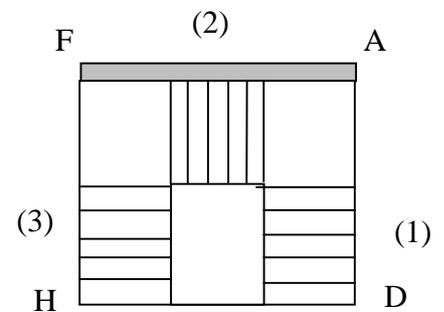


Figure II.41. Schéma de la poutre brisée

❖ Calcul de la poutre brisée à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$g_0 = 25 \times 0.5 \times 0.35 = 4.5 \text{ KN/ml}$

$g_1 = 25 \times 0.5 \times 0.35 / \cos 42.46 = 6.09 \text{ KN/ml}$

$R_c = 36.846 \text{ KN/ml}$ et $R_p = 32.33 \text{ KN/ml}$

Avec : R_c : charge ramenée par la partie DA et HF. R_p : charge ramenée par la volée (2)

• Calcul des sollicitations

Tableau II.40 Les résultat de calcul par la méthode RDM.

R_A (KN)	R_F (KN)	X (cm)	M_0 (KN/m)	M_a (KN/m)	M_t (KN/m)	V_u (KN)
37.4	37.4	2.3	33.27	16.64	28.28	40.03

Tableau II.41 Les résultats de ferrailage de la poutre brisée.

	Ubu	α	Z	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	0.014	0.017	0.5262	1.45	3.19
En appuis	0.0083	0.01049	0.5277	0.906	3.19

Vérifications à L'ELU

Vérification de cisaillement : Vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.47 MPa$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 3.33 MPa \Rightarrow \tau_u = 0.47 MPa \leq \tau_{adm} = 3.33 MPa$$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple

Soit $St=20cm \Rightarrow A_t=0.4 \times b \times S_t / f_e = 1 cm^2$

$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{ij}) / 0.8 \times 400 = -0.44 cm^2 < 0$ donc on adopte pour $A_t = 1 cm^2$

❖ **Calcul de la poutre brisée à la torsion.**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes

Parties de l'escalier.

Le moment max aux appuis

Donc le moment de torsion est :

$$M_{tor} = \frac{M_t \times L}{2} = 24.55 KN.m$$

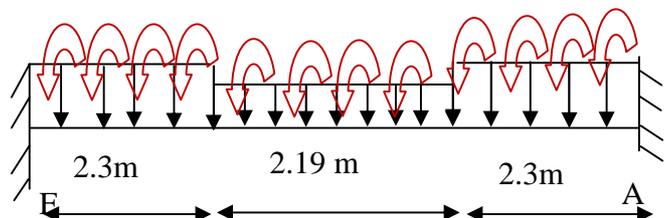


Figure II.42 Les moment de torsion de la poutre brisée.

- **Ferraillage**

Le calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

On a: $e = b / 6 = 50 / 6 = 8.33 \text{ cm}$ et

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (50-8.33) \times (55-8.33) = 1944.738 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{T_u}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.55 \times 10^{-3}}{2 \times 1944.738 \times 10^{-4} \times 8.33 \times 10^{-2}} = 0.758 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{0.758^2 + 0.47^2} = 0.895 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 0.895 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armatures longitudinales en torsion

On a :U :est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(50 - 8.33) + (55 - 8.33)] = 166.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{24.55 \times 10^{-3} \times 1.668 \times 1.15}{2 \times 0.194473 \times 400} = 3.026 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement $a_{S_t} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{24.55 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 1944.73 \times 10^{-4} \times 400} = 0.368 \text{ cm}^2$$

II.2.6.3 Le ferraillage de la poutre brisée

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.026 + 3.19 = 4.703 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{En appui : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.0265 + 3.19 = 4.703 \text{ cm}^2 .$$

Le choix de ferrailage

En travée et En appuis : $A_1^l = 4HA14 = 6.16\text{cm}^2$

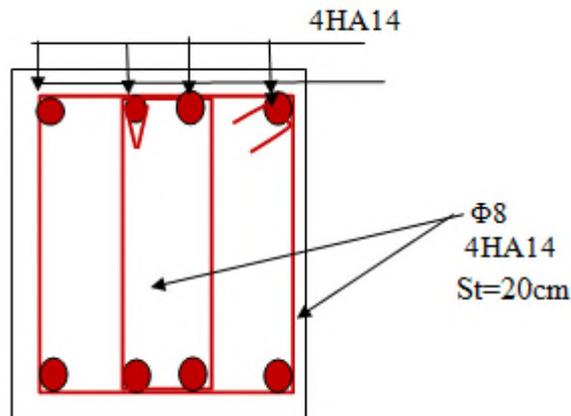


Figure II.43 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

II.2.7 Etude de l'ascenseur

II.2.7.1 Définition

c'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$n = \text{charge nominale} / 75 = 360 / 75 = 8,4$$

- L_x : 2,1 Longueur de l'ascenseur.
- L_y : 1,85 Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 KN
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 82 KN.
- La charge nominale est de 630 kg.μ
- La vitesse $V = 1.m / s$.

Annexe n°III

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 103,3\text{KN}$$

II.2.7.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.85m$ et $l_y = 2.10m$ donc une surface $S = 1.85 \times 2.10 = 3.885m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.10}{20} = 0.105m \text{ soit } e = 14cm.$$

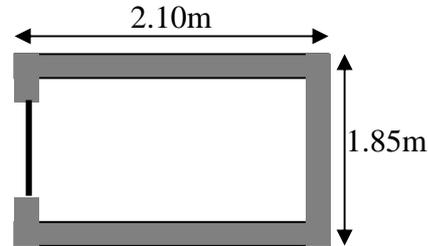


Figure II.44 Cage d'ascenseur

II.2.7.3. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.14 = 3,5KN / m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88KN / m^2 \quad \text{Poids de revêtement en béton.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,38$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{3,885} = 37.32KN / m^2.$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 41,7KN / m^2. \quad Q = 1KN / m^2.$$

II.2.7.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 57.79KN / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe n°2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.416KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.003KNm$$

II.2.7.5 Calcul des moments réels

- En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.0036KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.940 \text{KNm}$$

➤ En appui

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{int}e} = 0.5 \times M_0^x = 4.708 \text{KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 2.8248 \text{KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.77$$

CBA 93 (Article E.2)

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

La condition est vérifiée.

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

II.2.7.6 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec $b = 1$ et $h = 14$

En travée

$$\text{// à } l_x : \mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,039$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0499$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1176 \text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.9556 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{// à } l_y : \mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.029049$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.03685$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1182 \text{m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.44 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

En appui

$$\mu_{bu} = 0.023$$

$$z = 0.106 \text{m}$$

$$\alpha = 0.029$$

$$A_a^{\text{int}e} = 1.2758 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{array}{l} h_0 = e = 14cm \\ b = 100cm \\ \rho = 0.88 \end{array} \quad \begin{cases} A_{\min}^x = 1.19cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.12cm^2 / ml \end{cases}$$

On choisit : Sens x-x', en travée et en appui: $A_t^x = 4HA8 = 2.01cm^2$

Sens y-y', en travée et en appui: $A_t^y = 4HA8 = 2.01cm^2$

b) **Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$ on adopte $S_t = 25cm$

c) **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.29 \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} / 1.15 = 1.17MPa$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.63KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.120KN$$

$$\tau_u = \frac{37.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.29} = 0.13MPa < 1.17MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 47.1 + 1 = 48.1KN / m^2$$

$$v = 0.2$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.98 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.38 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.633 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.27 \text{KNm}$$

En appuis

$$M_a = -0.5 M_0^x = 4.49 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Sens $x-x'$:

$$\sigma_{bc} = 2.54 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 83.31 \text{MPa} < 201 \text{MPa.}$$

Sens $y-y'$:

$$\sigma_{bc} = 1.87 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 196.22 \text{MPa} < 201 \text{MPa.}$$

II.2.7.7 Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

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

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

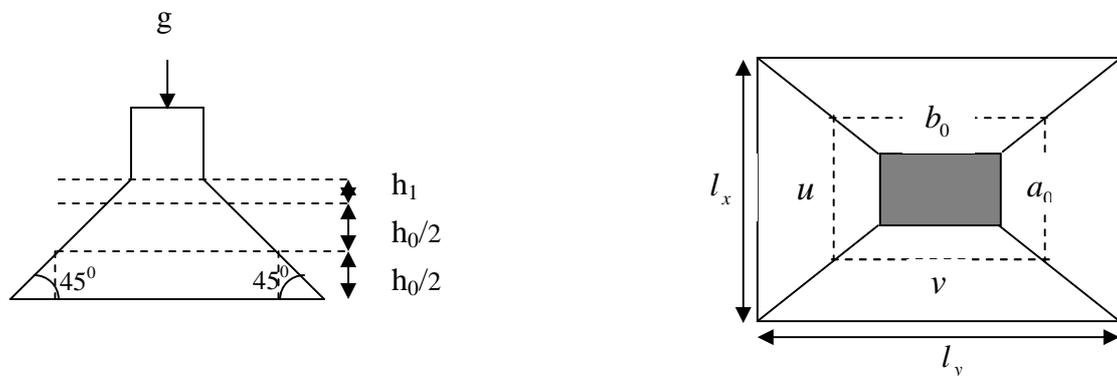


Figure II.45 Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{On a une vitesse } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :
$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 102cm. \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 102cm. \end{cases}$$

II.2.7.8 Calcul des sollicitations

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

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.6486$ et $\rho = 0.88$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.507$ et $\rho = 0.88$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.103$ et $M_2 = 0.0848$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 & P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 & P_u = 139.445KN \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x1} = 14.36KNm \\ M_{y1} = 11.82KNm \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$q_u = 1.35 \times 4.38 + 1.5 \times 1 = 7.413KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.207KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.897KNm$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.567KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.71KNm \end{cases}$$

Les moments réels

En travées :
$$\begin{cases} Mt_x = 0,85M_0^x = 13.2319KNm \\ Mt_y = 0,85M_0^x = 10.795KNm \end{cases}$$

En appuis : $M_a = -0,5 M_0^x = -6.615$

II.2.7.9 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.42 Résultats des calculs Ferrailage.

sens	Mu(KNm)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée	A opt	Amin	St cm
Travée xx	13,23	0.066	0.085	0.116	3.33	5HA10=3.93	1.19	25
Travée yy	10.795	0.053	0.069	0.117	2.69	4HA10=3.14	1.12	25
appuis	6.675	0.04	0.05	0.118	1.93	4HA8=2.01	1.19	25

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

* En travée : $A_t^x = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.19cm^2 / ml$.

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml. \text{ et } A_t^y > \frac{A_t^x}{4}$$

* En appui : $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min} = 1.19cm^2 / ml$.

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (102 + 102)$$

$$U_c = 408cm.$$

$$Q_u = 139.4450KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 428.4KN$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.17MPa$$

On a $v > u \Rightarrow$ au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 45.57KN$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 16.75 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 45.57 \text{ KN} \quad \tau_u = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

II.2.7.10 Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.} \quad \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 12.57 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 10.89 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.38 + 1 = 5.38 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.0053 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8259 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.545 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.716 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments réels : En travées : $\begin{cases} Mt_x = 0,85M_0^x = 10.66 \text{ KNm} \\ Mt_y = 0,85M_0^x = 9.9586 \text{ KNm} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0,5 M_0^x = 6.27 \text{ KNm}$

II.2.7.11 Vérification des contraintes

Tableau II.43 Vérification des contraintes.

sens	Ms(KNm)	d(cm)	Y(cm ⁴)	I(m ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée x	10.66	12	3.22	5657.24	6.57	15	vérifiée
travée Y	9.95	12	2.92	4713.13	6.24	15	vérifiée
Appuis x et y	6.27	12	2.4	3239.42	5.03	15	vérifiée

II.2.7.12 Schéma de ferrailage

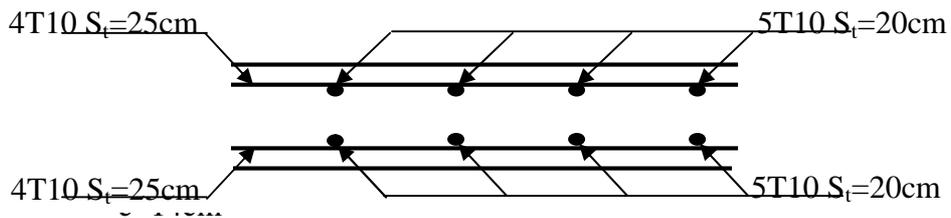


Figure II.46 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

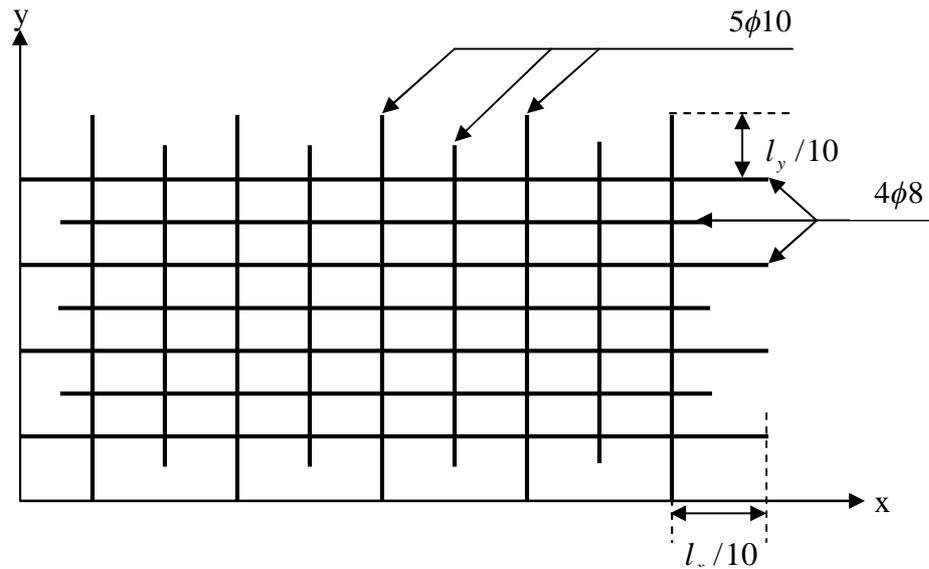


Figure II.47 Schéma de ferrailage de la dalle.

II.2.8 Etude de la poutre palière

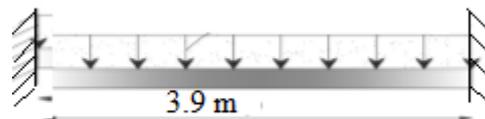


Figure II.48 Schéma statique de la poutre palière.

• Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$$

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

Les vérifications RPA

$b \geq 20$ condition vérifiée

$h \geq 30$ condition vérifiée

$1/4 \leq h \leq 4$ condition vérifiée

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

II.2.8.1 Les sollicitations de la poutre palière

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.06 \text{ KN/ml.}$$

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

Et la réaction d'appui au point A.

$$\text{ELU : } R_A = 48.9 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A = 35.2 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35(g_0) + R_A = 53.03 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = g_0 + R_A = 38.25 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \text{ En travée : } M_t = p_u * L^2 / 24 = 33.61 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ En Appui : } M_a = -p_u * L^2 / 12 = -67.21 \text{ kn.m}$$

$$\checkmark \text{ L'effort tranchant : } V_u = P_u l / 2 = 103.41 \text{ KN}$$

II.2.8.2 Ferrailage de la poutre palière

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière sous la flexion .

Tableau II.44 Résumé des résultats de ferrailage.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min}	$A_{Adopté}$
Travée	33.61	0.062	0.080	0.319	3.03	1.59	3HA12=3.39
Appuis	67.21	0.124	0.166	0.308	6.27	1.95	5HA14=7.70

II.2.8.3 Vérification a l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{0.10341}{0.35*0.33} = 0.8953 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

II.2.8.4 Calcul des Armatures transversales la flexion simple

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

$$1. A_{trans} \geq \frac{0.4*b*St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.525 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{0.4*b*(Z_u - 0.3ft28)}{0.9f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.3869 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.525 \text{ cm}^2 ; 0.3869 \text{ cm}^2) = 0.525 \text{ cm}^2$$

II.2.8.5 Calcul à la torsion

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis). $M_t=14\text{KN.m}$

$$M_{tor} = -M a \times l / 2 \rightarrow M_{tor} = -14 \times 3.9 / 2 = -27.3 \text{KN.m}$$

$$.e = h / 6 = 5 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) (h - e) = 850.89 \text{cm}^2$$

$\mu = 2(b + h) = 140 \text{cm}$: périmètre de la section de la poutre palière

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{TOR} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 6.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe : $st = 15 \text{cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.691 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.0273}{2 \times 850.89 \times 10^{-4} \times 5.8310^2} = 2.75 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau^{tor} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{fs}^2} = \sqrt{0.8953^2 + 2.75^2} = 2.89 \text{MPa}$$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.2 f_c 28 / \delta b ; 5) = 3.33 \text{MPa}$

$$\tau^{tor} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée : $A_{st} = A_{travée} + A_l / 2 = 4.58 + 6.45 / 2 = 7.805 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = A_{appui} + A_l / 2 = 9.61 + 6.45 / 2 = 12.835 \text{ cm}^2$

$$4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales Soit 4HA8=2.01 cm² chaque 15cm**

$$A_{trans} = A_{trans}(f_s) + A_{trans}(tor) = 0.53 + 0.69 = 1.14 \text{ cm}^2$$

II.2.8.6 Vérification a L'ELS

Vérification des contraintes

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.45 Vérification de l'état limite de compression.

Position	Mser (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}(\text{MPa})$	Observation
En Travée	24.25	8.418	32740.39	6.24	15	Vérifiée
En Appui	48.49	10.88	46668.98	11.3	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation de la flèche

- Condition de la flèche :

$$1) \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{1}{16}, \frac{M_{st}}{10M^o} \right) \Leftrightarrow 0.09 \geq 0.06 \text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \Leftrightarrow 14.2 \text{cm}^2 \leq 20.79 \text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$3) L = 3.9 \text{m} < 8 \quad \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

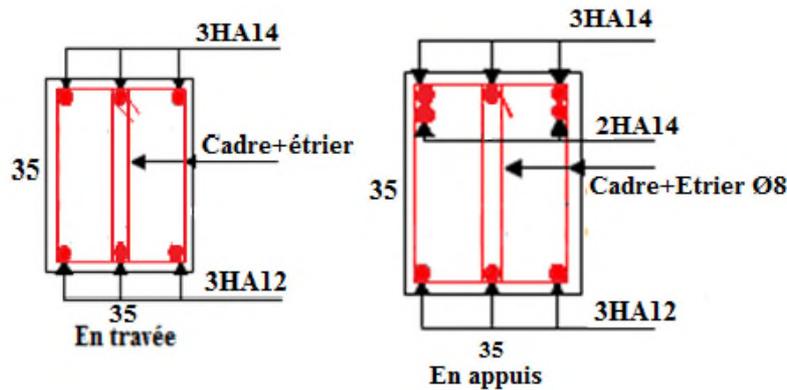


Figure II.49 Schéma de ferrailage de la poutre de palière

II.2.9 Etude des poutres de chaînage

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

II.2.9.1 Dimensionnement

$$L_{max} = 3.90 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26 \text{cm} \leq h \leq 39 \text{cm}$$

Les conditions RPA

$$h \geq 20 \text{cm} \quad ; b = \frac{2}{3} \times h \quad \text{On adopte: } h = 35 \text{cm} ; b = 30 \text{cm.}$$

II.2.9.2 Calcul des sollicitations

- Poids propre : $G_p = 25 * 0,35 * 0,30 = 2.625 \text{KN/m.}$

- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.83 \times (2.89 - 0.35) = 7.18 \text{KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.18) = 13.24 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.625 + 7.15 = 9.805 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} = 25.39 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELU } M_t = 0.85 M_u = 25.17 \text{KN.m} \quad M_a = -0.5 M_u = -12.585 \text{KN.m}$$

• **Ferraillage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau II.46 Résumé des résultats de ferraillage de la poutre de chaînage.

	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	21.39	0.052	0.067	0.214	2.87	3HA12 = 3.39
En appuis	12.585	0.039	0.039	0.217	1.67	3HA10=2.36

❖ **vérifications à ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.26 \text{MPa}$$

$$V_u = 25.82 \text{kn}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{6b} f_{c28} ; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

$$Cl < \min(h/35 ; \emptyset ; b/10) = 1 \text{cm} \quad \text{On opte pour : } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2$$

❖ **Espacement st :**

- 1) $st \leq \min(0.9d ; 40 \text{cm}) \Rightarrow st \leq 29.7 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$
- 2) $st \leq \frac{At \cdot 0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot k)} \Rightarrow st \leq 0 \dots \dots \dots (2)$
- 3) $st \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \quad st < 50.5 \text{cm} \dots \dots \dots (3)$

$$\text{On prend : } st = \min(1), (2), (3) = 15 \text{cm}$$

❖ **Vérification à L'ELS**

Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau II.47 Vérification des contraintes.

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
En travée	15.84	7.24	40766.11904	2.81	15	Vérifiée
En appuis	9.32	5.95	29991.58475	1.85	15	Vérifiée

Vérification de l'État limite de déformation

$$1) \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{st}}{10M^o}\right) \Leftrightarrow 0.09 \geq 0.085 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- 2) $A \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \leq 3.47 \text{ cm}^2$ vérifiée
- 3) $L=3.9\text{m} < 8$ Vérifiée

• Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

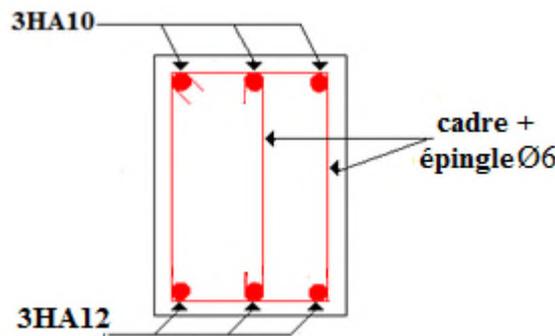


Figure II.50 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.2.10 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.2.10.1 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.2.10.2 Les poutres principale

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire se fait en respectant la condition du BAEL91 modifier 99 suivantes : $\frac{L_{max}}{15} \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$\frac{740}{15} \leq h_p \leq \frac{740}{10}$$

On a : $(L = L_{max} = 770 - 30 = 740 \text{ cm}) \Rightarrow 49.33 \leq h_t \leq 74$

Soit : $h_p = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

Vérification

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1) RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

$$b=40 \geq 20 \text{ cm.} \quad h_p=50 \geq 30 \text{ cm.} \quad h_t/b = (50/40)=1,1 \leq 4$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

II.2.10.3 Les poutres secondaire

$$\frac{L_{max}}{15} \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Tel que : } (L_{max} = 530 \text{ cm}) \Rightarrow 35.33 \leq h_{ps} \leq 53$$

Soit : $h_{ps} = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification

$$1) b=30 \geq 20\text{cm.} \quad 2) h_{pp}=40 \geq 30\text{cm} \quad 3) h_t/b = (40/30)=1.33 \leq 4$$

Tous les conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaire les dimensions suivantes : $h=40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

II.2.11 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU avec la vérification des conditions le RPA99 (version2003).

Tableau II.48 : les sections préalables des poteaux.

Niveaux	Démenions (b*h) cm ²	Poids propre (KN)
T inaccessible	30*30	5.625
Etage 9 et 10	30*35	7.58
Etage 7 et 8	35*40	10.115
Etage 6	45*45	13.01
Etage 5	45*45	14.36
Etage 4	45*50	16.26
Etage 3	50*50	18.01
Etage 2	55*55	21.86
Etage1	55*55	29.57
RDC	60*60	45.9
Sous-sol	65*60	39.78

II.2.12 Les voiles

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

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

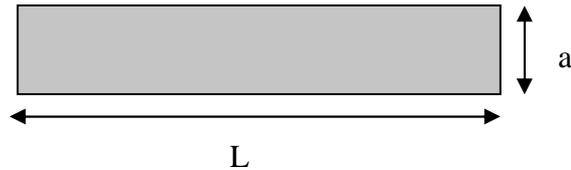


Figure II.51 Vue en plan d'un voile.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.49 le pré dimensionnement des voiles.

Etages	H	he	e	L
Sous-sol	4.08	3.68	20	80
RDC	5.1	4.7	20	80
Etage courant	2.89	2.49	15	60
Terrasse	2.5	2.1	15	80

II.2.13 L'acrotère

Tableau II.50 Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des éléments	Epais- seurs (cm)	Sur- face (m ²)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/ ml)	
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725	
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24	
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2	
Charge permanents totale	G = 2.165 KN/ml				

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante et a une force sismique (Fp).

Hypothèses de calcul

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

II.2.13.1 Evaluation des charges

Poids propre : $G_1=25 \times 0.0985 \times 1.5=3.6\text{KN}$

Poids d'enduit extérieur (e = 1.5cm) : $G_2=20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1.5=0.27\text{KN}$

Poids d'enduit intérieur (e = 2cm) : $G_3=20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1.5=0.36\text{KN}$

$W_p=G_1+G_2+G_3= 4.32\text{KN}$. $Q=1.5\text{KN}$.

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

(Art 6.2.3). Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.32= 2.07\text{KN}$

II.2.13.2 Calcul des sollicitations

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

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m.$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m.$$

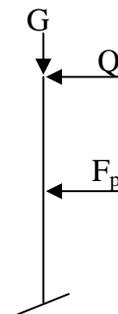


Figure II.52 Schéma statique de l'acrotère.

L'acrotère est soumis à :

$N_G=4.32\text{KN}$; $N_Q=0\text{KN}$; $N_{FP}=0\text{KN}$

$M_G = 0$ $M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9\text{KN.m}$

$M_{Fp} = 4.32 \times Y_g = 4.32 \times 0.32 = 1.38\text{KN.m}$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions

Tableau II.51 Combinaison d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	4.32	5.83	4.32
M (KN.m)	0.9	1.35	0.9

II.2.13.3 Calcul de l'excentricité à L'ELU

$N_u=5.83\text{KN}$ $M_u=3.285\text{KN.m}$

On a : $e_1=M_u/N_u=0.56$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central
 $e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) = 2\text{cm}$. $e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$ **Art A.4.3.5)**

Avec :

$M_G=0 \Rightarrow \alpha=0$ $\Phi=2$ $l_f = 2 \times h = 1.2\text{m}$ $h_0=15\text{cm}$

Donc: $e_2=0.58$ $e = e_1+e_2+e_a=0.314$

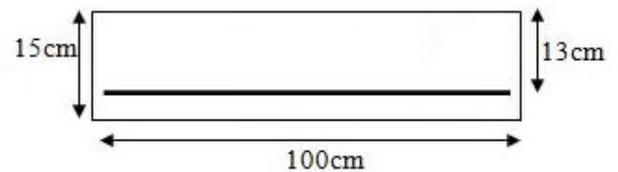


Figure II.53 Section de l'acrotère à ferrailer

II.2.13.4 Ferrailage de la section

$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$
 $f_{st} = 348\text{MPa}$ Selon le BAEL 91

$N_u=4.32\text{KN}$ $M_{tu}=M_u+N_u(d-h/2)=1.588\text{KN.m}$

$M_U=N_u \cdot e=4.32 \cdot 0.314=1.35\text{KN}$. $U_{bu}=0.00662\alpha=8.3 \cdot 10^{-3}$ $z=0.129\text{m}$

Donc la section à la flexion composée sera de : $A=0.35\text{cm}^2$

$A_s=A-N_u/f_{st}=0.23\text{cm}^2$

II.2.13.5 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité : $A_{\min}=0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c=1.53 \text{ cm}^2$.

$\Rightarrow A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56\text{cm}^2$. ce qui fait : $7\text{HA}8 = 3.52\text{cm}^2/\text{m}$ $S_t = 15\text{cm}$

Armatures de répartition

$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.52}{4} = 0.88\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$ C'est vérifiée

Vérification au cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{st}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Tel que: $V_u = F_P + Q = 3.57\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.027\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$ Vérifiée

✓ **A P'ELS :**

$d = 0.13\text{m}$. $N_{ser} = 4.32\text{KN}$ $M_{ser} = Q \times h = 0.9\text{KNm}$

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t$ qui doit être inférieure a $\sigma_{adm} = 15\text{MPa}$

$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t$ qui doit être inférieure a σ_s

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(Q / 3f_e; 150\sqrt{f_{ij}} * \eta) = 201.6\text{MPa}$

Tel que : $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre : $C = d - e_1$

$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.9 / 4.32 + (0.13 - 0.15/2) = 0.263\text{m}$.

$e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de section $c = 0.13 - 0.263 = -0.133\text{m}$.

$c = -0.133\text{m}$. $y_{ser} = y_c + c$; $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$

Tel que : $p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s / b = -0.0482\text{m}^2$.

$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s / b = -0.00595\text{m}^3$.

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$y_c = 0.268\text{m}$ $y_{ser} = 0.135\text{m}$ $\mu t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 8.853 \times 10^{-3}\text{m}^3$

$\sigma_{bc} = 0.065\text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,065\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$\sigma_s = -0.036\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée.

• **Schéma de ferrailage de l'acrotère**

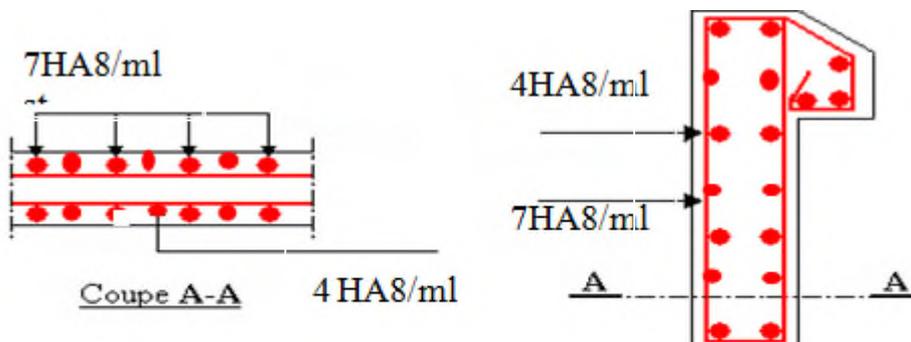


Figure II.54 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.2.14 Evaluation des charges et surcharges

II.2.14.1 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut jusqu'au niveau le plus bas avant de transmise à la base.

Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitations ne sont pas égales pour les différents niveaux.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 1 : Q_1

Niveau 2 : Q_1+Q_2

Niveau 3 : $Q_1+0.95 \times (Q_2+Q_3)$

Niveau n : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

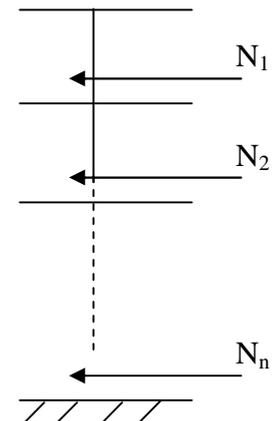


Figure II.55 Schéma statique de la descente de charge.

La descente de charge va se faire pour les poteaux les plus défavorables

✓ pour le plancher RDC+1^{er} étage.

✓ $S_{cc} = (1.875 + 3.7) \times 2.075 + 2.65 \times 1.875 + 0.15 \times 2.31$

$S_{cc} = 16.88 \text{ m}^2$

• Surface de la volée

$S_v = 2.5 \times 2.31 = 5.775 \text{ m}^2$

• La charge et le surcharge Plancher

$G_{cc} = 5.56 \times 16.88 = 93.85 \text{ KN.}$

• L'escalier

$G = 5.23 * 5.775 = 30.20 \text{ KN.}$

• Poutres

$G_{ps} = 0.4 \times 0.3 \times 0.25(2.075 + 2.65) = 14.175 \text{ KN.}$

$G_{pp} = 0.4 \times 0.5 \times 25(1.875 + 3.7) = 27.875 \text{ KN.}$

• Mur en double cloison

$G_{mur (RDC)} = h \times L \times G = (5.1 - 0.4) \times 2.83 (2.5 + 2.65 + 0.8)$

$G_{mur (RDC)} = 79.14 \text{ KN.}$

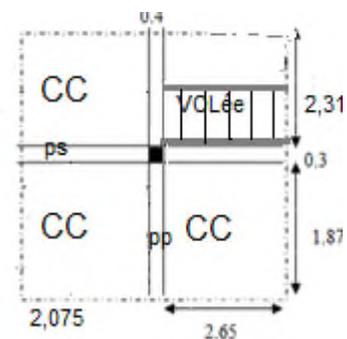


Figure II.56: La surface afférente RDC+1^{er} étage

$$G_{\text{mur(étage1)}}=h \times L \times G = (3.91-0.4) \times 2.83 \times (2.5 + 2.65+0.8) = 59.1 \text{ KN.}$$

✓ Pour l'étage courant

• Surface afférente de plancher

$$S_{cc}=(2.075 \times 2.4)+(1.875+3.7) \times 2.65= 19.75 \text{ m}^2.$$

• Surface d'escalier

$$S_{\text{palier}} = (1.3 \times 2.075)+0.3 \times 1.5=3.15 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{volée}} = (1.875-0.3) \times 1.5=2.36 \text{ m}^2.$$

$$G_{cc}= 19.75 \times 5.56=109.81 \text{ KN.}$$

$$\text{Escalier}=3.15 \times 5.77+2.36 \times 8.68=38.66 \text{ KN.}$$

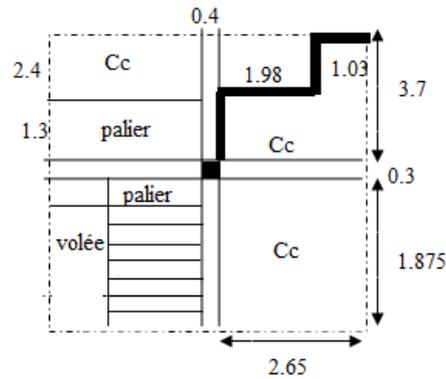


Figure II.57 La surface afférente de l'étage courant

• Poutre

$$G_{pp} = 27.88 \text{ KN} \quad G_{ps} = 14.775 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur}}=h \times L \times g = (2.89-0.4) \times 2.83 \times (1.875+1.3+1.63+0.75+0.45) \quad G_{\text{mur}}=42.1 \text{ KN.}$$

✓ Terrasse inaccessible

• Surface afférente de plancher

$$S_{cc}=1.875 \times 2.075=3.89 \text{ m}^2.$$

$$S_{DP}=3.7 \times 2.075=7.68 \text{ m}^2.$$

• Les charges et les surcharge

Plancher :

$$G_{cc}=3.89 \times 6.57=25.56 \text{ KN.}$$

$$G_{DP}=7.68 \times 4.86=37.32 \text{ KN.}$$

Poutre :

$$G_{pp}=0.4 \times 0.5 \times 25 \times (3.7+1.875)=27.88 \text{ KN.}$$

$$G_{ps}=0.4 \times 0.3 \times 25(2.075)=6.225 \text{ KN.}$$

Mur en double cloison :

$$G_{\text{mur}}=(2.5-0.4)(3.7+1.875) \times 2.83=33.13 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente de charge de poteau C4.

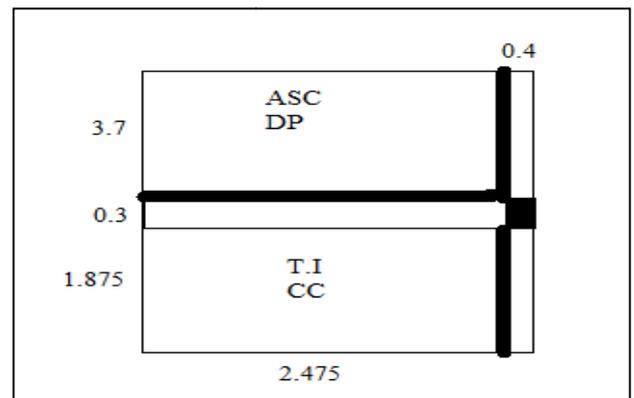


Figure II.58 La surface afférente de T- inaccessible

Tableau. II.52 Descente de charges pour le poteau C4

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	62.88	
	Poutre (Pp +Ps)	34.105	
	Poteau (30*30) cm ²	5.625	
	Mur extérieur	33.13	
	Total	135.74	23.08
N1	Venant de N ₀	135.74	
	Plancher terrasse accessible	129.76	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Poteau (30*35) cm ²	7.58	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	395.895	56.605
N2	Venant de N ₁	395.895	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (30*35) cm ²	7.58	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	636.1	96.16
N3	Venant de N ₂	636.1	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (35*40) cm ²	10.115	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	878.84	131.37
N4	Venant de N ₃	878.84	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (35*40) cm ²	10.115	
	Mur extérieur	42.1	

	Total	1121.58	162.25
N5	Venant de N ₄	1121.58	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (40*45) cm ²	13.01	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	1367.215	188.78
N6	Venant de N ₅	1367.215	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (45*45) cm ²	14.63	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	1614.47	210.97
N7	Venant de N ₆	1614.47	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (45*50) cm ²	16.26	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	1863.355	231.77
N8	Venant de N ₇	1863.355	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (50*50) cm ²	18.06	
	Mur extérieur	42.1	
	Total	2114.01	255.83
N9	Venant de N ₈	2114.01	
	Plancher étage courant	109.81	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	38.66	
	Poteau (55*55) cm ²	21.86	

	Mur extérieur	42.1	
	Total	2368.5	278.83
N10	Venant de N ₉	2368.5	
	Plancher 1 ^{er} étage	3.85	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée) 3 volée	30.2	
	Poteau (55*55) cm ²	29.57	
	Mur extérieur	59.1	
	Total	2323.265	334.8
N11	Venant de N ₁₀	2323.265	
	Plancher RDC	3.85	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Escaliers (pallier + volée)	30.2	
	Poteau (55*60) cm ²	45.9	
	Mur extérieur	79.14	
	Total	2914.405	393.26
N12	Venant de N ₁₁	2914.405	
	Plancher S-sol	134.22	
	Poutre (Pp +Ps)	42.055	
	Poteau (60*60) cm ²	39.78	
	Total	3130.455	417.02

II.2.14.2 Vérification

L'effort normal ultime

✓ Pour le poteau B4

-On a $G=3130.455\text{KN}$ $Q=417.02\text{KN} \Rightarrow Nu= 1.35 G + 1.5Q =4851.644\text{KN}$

Selon le CBA (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Telle que : $NU^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q) \Rightarrow Nu^* = 5336.81\text{KN}$

II.2.14.3 Vérification la résistance (compression simple)

Vérifier que : $\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; avec B : section du poteau et $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$.

Tableau. II.53 Vérification des poteaux la compression simple.

Etages	Section (m ²)	Nu* (KN)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{cal} (MPA)	
Sous-sol	0.39	5336.81	14.20	13.68	Vérifié
RDC	0.36	4976.77	14.20	13.82	Vérifié
1 ^{er} étage	0.3	4002.47	14.20	13.34	Vérifié
2 ^{eme} étage	0.3	3976.203	14.20	13.25	Vérifié
3 ^{eme} étage	0.25	3561.4	14.20	14.16	Vérifié
4 ^{eme} étage	0.225	3149.5	14.20	13.99	Vérifié
5 ^{eme} étage	0.2025	2745.59	14.20	13.56	Vérifié
6 ^{eme} étage	0.18	2341.8	14.20	13.01	Vérifié
7 ^{eme} étage	0.14	1933.26	14.2	13.809	Vérifié
8 ^{eme} étage	0.14	1521.84	14.20	10.870	Vérifié
9 ^{eme} étage	0.105	1103.27	14.20	10.507	Vérifié
10 ^{eme} étage	0.105	681.30	14.20	6.488	Vérifié
Terrasse inaccessible	0.09	239.6559	14.20	2.662	Vérifié

II.2.14.4 Vérification du critère de stabilité de forme

D'après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br = (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

As = [0.8 a 1.2] % * Br On prend = 1 % Br

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\text{D'après le BAEL 91 on doit vérifier : } Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.54 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu(KN)	$I_0 10^{-3}$	λ	α	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Obs
		m^4	(m)		Br cm^2	Br $_{cal}$	
S-SOL	5336.81	0.1876	13.7313	0.8246	0.3654	0.2934	Vérifiée
RDC	4976.77	0.1732	19.02	0.8027	0.3364	0.282	
1 ^{er} étage	4002.47	0.1587	15.45	0.818	0.2809	0.222	
2 ^{eme} étage	3976.203	0.1587	10.978	0.834	0.2809	0.217	
3 ^{eme} étage	3561.4	0.144	12.075	0.825	0.2304	0.196	
4 ^{eme} étage	3149.5	0.144	12.075	0.83	0.2046	0.173	
5 ^{eme} étage	2745.59	0.1299	13.417	0.825	0.1849	0.151	
6 ^{eme} étage	2341.8	0.129	13.417	0.825	0.1634	0.129	
7 ^{eme} étage	1933.26	0.115	15.094	0.819	0.155	0.107	
8 ^{eme} étage	1521.84	0.115	15.094	0.819	0.123	0.084	
9 ^{eme} étage	1103.27	0.101	17.26	0.810	0.094	0.062	
10 ^{eme} étage	681.3	0.101	17.26	0.811	0.038	0.02	
Terrasse accessible	239.6559	0.087	16.89	0.812	0.078	0.04	

- Conclusion

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

Tableau II.55 Caractéristiques des éléments structuraux.

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principale	40	50
Poutres secondaire	30	40
Poteaux du sous-sol	60	65
RDC	60	60
Poteaux du 1 ^{er} étage	55	55
Poteaux du 2 ^{eme} étage	55	55
Poteaux du 3 ^{eme} étage	50	50
Poteaux du 4 ^{eme} étage	45	50
Poteaux du 5 ^{eme} étage	45	45

Poteaux du 6^{ème} étage	45	45
Poteaux du 7^{ème} étage	35	40
Poteaux du 8^{ème} étage	35	40
Poteaux du 9^{ème} étage	30	35
Poteaux du 10^{ème} étage	30	35
Poteaux de la terrasse	30	30

IV.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres), Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

IV.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, Le ferrailage est calculé en flexion composée avec une fissuration peu nuisible il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$ 2). $0.8G+E$ 3). $G+Q+E$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- l'effort normal minimal et le moment correspondant $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- le moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

IV.2.1 Les Recommandations du RPA99 (version 2003)

➤ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ en zone IIa.

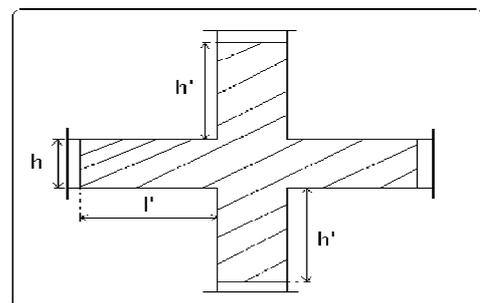


Figure.IV.1.Zone nodale

La distance entre les 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.

La zone nodale est définie par l' et h telle que : $l' = 2h$; $h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

-La section des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
s-sol+RDC et 1 ^{er} étage	80×80	51.2	256	384
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	75×75	45	225	337.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	70×70	39.2	196	294
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	65×65	33.8	169	253.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	60×60	28.8	100	216
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	55×55	20	121	181.5

IV.2.2 Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	V ^{max} (KN)	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin→Mcor	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
s-sol+RDC et 1 ^{er} étage	119.07	-4234.93	109.94	-337.83	-2585.72	1.38	11.24
étage 2 et 3	-144.14	-2865.26	-16.99	208.68	-671.38	41.94	4.25
étage 4 et 5	-126.79	-2370.94	-182.79	182.23	-756.68	3.24	36.43
étage 6 et 7	-114.3	-1582.57	16.52	154.09	-534.46	0.109	18.01
étage 8 et 9	-94.26	-982.89	31.46	-124.62	-418.04	-4.9	5.17
étage 10 et 11	89.86	-447.59	-34.88	121.45	-153.37	-0.806	50.85

IV.2.3 Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	sections	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
S-sol+RDC+1 ^{er} étage	80×80	48.2	7.43	8HA16+4HA20+4HA25=48.29
2 et 3 ^{ème} étage	75×75	45	6.52	8HA16+4HA20+4HA25=48.29
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	70×70	39.2	5.66	8HA16+8HA20=41.21
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	65×65	33.8	5	12HA16+4HA20=36.7
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	60×60	28.8	4.12	4HA20+4HA16+8HA12=29.66
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	55×55	20	3.45	8HA14+8HA12=21.37

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales tel que :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t$

Où : ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Tableau IV.4 Résumé des résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Ssol, RDC et 1 ^{er} étage	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6 et 7	étage 8 et 9	étage 10 et 11
Section (cm ²)	80×80	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55
Øl min (cm)	2	2	2	1.6	1.2	1.2
L _r (cm)	48	48	48	48	48	48
λ _g	4.46	2.69	2.89	3.11	3.37	3.67
V _u (KN)	119.07	144.14	126.79	114.3	94.26	89.86

$t_{zone\ nodale}$	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15	15
ρ_a	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
$A_t\ cm^2$	1.39	1.8	1.69	1.64	1.47	1.35
$A_{min}\ (cm^2)$	7.43	6.52	5.66	5	4.12	3.45
$A_{t\ adop}(cm^2)$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10

IV.2.4 Vérifications

a). Vérification a l'état limite ultime de stabilité de forme

On doit vérifier que : $N_{max} \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$ (BAEL91 art B.8.4, 1)

Tableau IV.5 Vérification du flambement dans les poteaux

Niveau	S (cm ²)	L (m)	λ	α	As(cm ²)	Br(cm ²)	$N_u^{max}(KN)$	Nu(KN)	Obs.
S-sol+ RDC 1 ^{er} étage	80×80	5.1	19.3	0.801	48.29	6084	4234.93	10370.00	vérifiée
Etage 2 et 3	75×75	2.89	12.44	0.829	48.29	5329	2865.26	9573.43	vérifiée
Etage 4 et 5	70×70	2.89	14.28	0.823	41.21	4624	2370.94	8226.99	vérifiée
Etage 6 et 7	65×65	2.89	16.56	0.813	36.7	3969	1582.57	5013.36	vérifiée
Etage 8 et 9	60×60	2.89	19.44	0.902	29.66	3364	982.89	6549.67	vérifiée
Etage 10 et 11	55×55	2.89	23.13	0.78	21.37	2809	447.59	4637.22	vérifiée

-On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b).Vérification des contraintes : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

Et $v' = h - v$

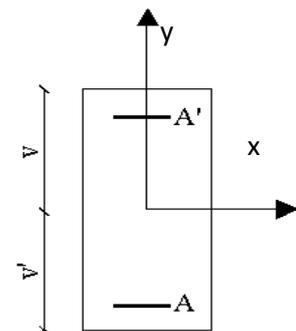


Figure IV.2 Section d'un poteau

-Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	RDC 1 ^{er} étage	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section cm ²	6400	5625	4900	4225	3600	3025
d (cm)	77	72	67	62	57	52

A (cm²)	48.29	48.29	41.21	43.18	29.66	21.37
V (cm)	49.38	46.8	43.45	42.005	37.044	33.015
V'(cm)	30.62	28.2	26.55	22.995	22.95	21.985
I_{gg}(cm⁴)	4571238.86	358216.22	2761852.04	1882210.57	1435612.74	970094.04
N^{ser}(KN)	2568.190	2110.17	1620.37	1149.10	715.50	327.08
M^{ser}(KN.m)	89.2533	73.1101	66.3136	67.2993	64.339	79.416
M^{ser}G(KN.m)	330.14	269.35	203.23	176.52	114.73	97.45
σ_{bc1}(MPa)	2.9485	0.4364	5.780	0.275	0.20171	0.11144
σ_{bc2}(MPa)	-1.16	0.3539	-2.993	0.26	0.19691	0.1059
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{et} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	S (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC+1^{er} étage	6400	3.75	4.46	0.04	77	119.07	0.322	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	5625	2.023	2.69	0.04	72	-144.14	0.266	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	4900	2.023	2.89	0.04	67	-126.79	0.270	1	Vérifiée
Etage 6 et 7	4225	2.023	3.11	0.04	62	-114.3	0.283	1	Vérifiée
Etage 8 et 9	3600	2.023	3.37	0.04	57	-94.26	0.275	1	Vérifiée
Etage 10 et 11	3025	2.023	3.67	0.04	52	89.86	0.314	1	Vérifiée

Disposition constructive des poteaux de recouvrement Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la

longueur minimale de recouvrement est : $L_r > 40 \times \Phi$ en Zone II

$$\Phi = 25 \text{ mm} \longrightarrow L_r > 40 \times 25 = 100 \text{ cm ; on adopte } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 20 \text{ mm} \longrightarrow L_r > 40 \times 20 = 80 \text{ cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm} \longrightarrow L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm ; on adopte } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} \longrightarrow L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm ; on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

IV.2.5 Schémas de ferrailage des poteaux

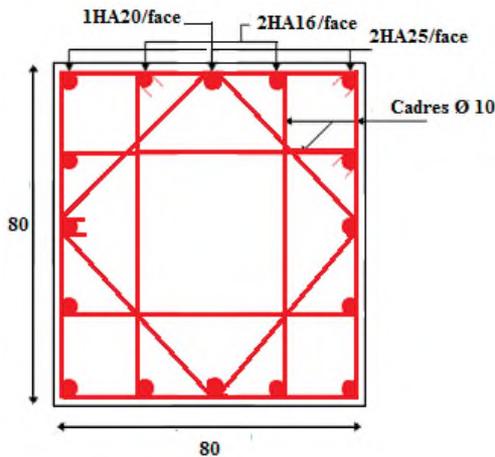


Figure IV.3 Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du s.sol, RDC et 1^{er} étage

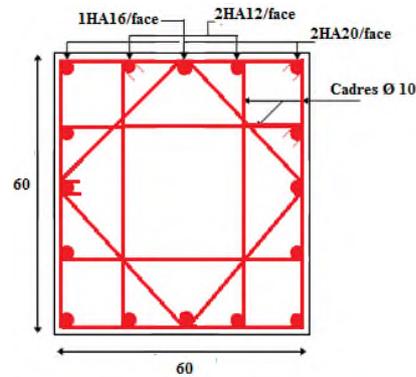


Figure IV.4 Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du 8^{ème} et 9^{ème} étage

IV.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

IV.3.1 Les recommandations du RPA99

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min (h/4 ; 12 ; \Phi l)$ en zone nodale.

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2 Les sollicitations et ferrailage des poutres.

Vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres pour certaine étage donc on a opté le même ferrailage.

- Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau :

Tableau IV.8 Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC	Poutre principale	35×55	Appuis	198.75	263.43	11.68	9.62	3HA14+4HA16 = 12.66
			Travée	62.57		3.47		3HA14+3HA16 = 10.65
		35×40	Appuis	88.05	106.01	7.13	7	5HA14= 7.70
			Travée	42.25		3.29		2HA12+4HA14 = 8.42
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	53.25	7.82	4.22	6	4HA14= 6.16
			Travée	25.47		1.96		4HA14= 6.16
tous les étages	Poutre principale	35×55	Appuis	222.12	78.19	13.20	9.62	2HA16+3HA20 = 13.44
			Travée	101.52		5.72		1HA16+3HA20 = 11.43
		35×40	Appuis	112.82	34.38	9.34	7	3HA14+3HA16 = 10.65
			Travée	25.58		1.97		5HA14 = 7.70
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	132.35	215.34	11.41	6	1HA16+3HA20 = 11.43
			Travée	125.62		10.74		1HA16+3HA20 = 11.43
terrasse	Poutre principale	35×55	Appuis	99.59	26.18	5.61	9.62	3HA14+3HA16 = 10.65
			Travée	38.05		2.09		3HA16+3HA14 = 10.65
		35×40	Appuis	58.87	23.66	4.65	7	5HA14= 7.7
			Travée	26.66		2.05		5HA14= 7.7
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-36.3423	8.15	2.83	6	4HA14= 6.16
			Travée	28.1264		2.17		4HA14= 6.16

IV.3.3 Vérification des armatures selon le RPA 99

➤ Les longueurs de recouvrement : $L_r > 40 \times \emptyset$

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Les armatures transversales :** $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$ **BAEL91** (Article H.III.3)

• **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{55}{35}; \frac{35}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\emptyset = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

Donc on prend $\emptyset = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec :

$$\checkmark S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8 \text{ cm} \text{ **BAEL91** (Article H.III.3)}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$. on adopte un espacement de 15cm.

Zone nodale : $S_t = \min(h/4; 12\phi; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$ on adopte un espacement de 10cm.

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales.**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > A_t^{\min} \text{ Condition vérifiée.}$$

IV.3.4 Vérification à l'ELU

a).Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > A_{\min} \text{ Condition vérifiée.}$$

b). Vérification des contraintes tangentielles

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{v}{b \times d} < \bar{\tau}$ Tel que : $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.9 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	263.43	1.44	3.33	Vérifiée
secondaires	215.34	1.94	3.33	Vérifiée

D'après les résultats pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{Appui de rive : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau. IV.10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$A_{l_{rive}}$ (cm ²)	$A_{l_{int}}$ (cm ²)	Observation
Principales	12.66	263.43	-198.75	7.57	-4.5	Vérifiée
Secondaires	11.41	215.43	-132.35	4.68	-3.85	Vérifiée

IV.3.5 Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

Les vérifications sont résumées dans les tableaux ci-après :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}; \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d-y)^2.$$

Tableau. IV.11 Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
principales	Appuis	-130.88	303832.71	23.28	10.02	vérifiée
	Travées	98.79	120500.004	21.48	13.32	vérifiée
secondaires	Appuis	-27.43	130471.0764	20.16	4.20	vérifiée
	Travées	16.12	123930.1	19.57	14.47	vérifiée

b).Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{matrix} \text{➤} & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & 2) & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} & 3) & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{matrix}$$

Tableau. IV.12 Vérification de la flèche pour les poutres

Type	ht(cm)	L(cm)	ht/L	Mt/(10M ₀)	A _s /(b ₀ .d)	h/L≥1/16	h/L≥Mt/(10M ₀)	A/(b ₀ .d)≤4.2/f _e
p-p	55	740	0.07	0.029	0.00690	vérifiée	vérifiée	vérifiée
p-s	40	445	0.08	0.064	0.0102	vérifiée	vérifiée	vérifiée

IV.3.6 Vérification des zones nodales

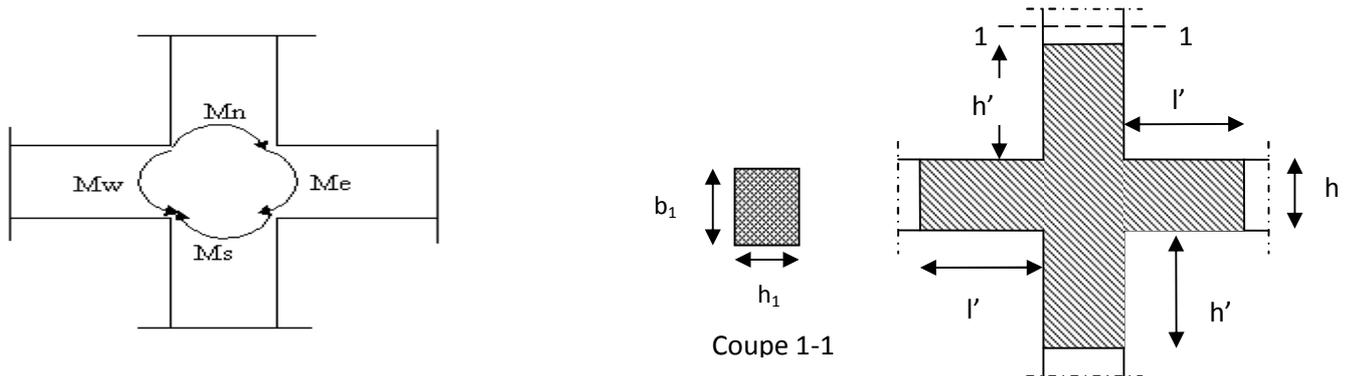


Figure IV.5 Le schéma des moments de la zone nodale.

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

$$M_r = Z \times A_s \times F_e / \gamma_s \quad \text{Avec : } Z = 0.9 \times h$$

h : La hauteur totale de la section du béton

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau .IV.13 Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Ssol, RDC et 1 ^{er} étage	80×80	0.72	48.29	1302.41
Etage 2 et 3	75×75	0.67	48.29	1134.33
Etage 4 et 5	70×70	0.63	41.21	930.48

Etage 6 et 7	65×65	0.58	36.7	879.05
Etage 8 et 9	60×60	0.54	29.66	557.37
Etage 10 et terrasse	55×55	0.49	21.37	368.11

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau IV.14 Moment résistant dans les poutres

Niveau	Sens	h (m)	Z(m)	A _s (cm ²)	σ _s (Mpa)	M _r (KN.m)
RDC	Pp	0.55	0.495	12.66	348	218.08
	Ps	0.4	0.36	6.16	348	77.17
Etage 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	Pp	0.55	0.495	13.44	348	231.51
	Ps	0.4	0.36	11.43	348	143.19
Terrasse	Pp	0.55	0.495	10.65	348	183.45
	Ps	0.4	0.36	6.16	348	77.17

Tableau .IV.15 Vérification de la zone nodale (poutre principales)

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _S +M _n (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	
RDC+1 ^{er} étage	1301.76	1301.76	2603.52	217.97	96.42	392.99	vérifiée
Etage 2 et 3	1133.77	1133.77	2267.53	231.4	133.36	455.95	vérifiée
Etage 4 et 5	903.04	903.04	1806.07	231.4	133.36	455.95	vérifiée
Etage 6 et 7	878.62	878.62	1757.24	231.4	133.36	455.95	vérifiée
Etage 8 et 9	557.09	557.09	114.18	231.4	133.36	455.95	vérifiée
Etage10 + terrasse	366.21	367.94	734.15	231.4	133.36	455.95	vérifiée

Tableau .IV.16 Vérification de la zone nodale (poutre secondaires)

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _S +M _n (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	
RDC+1 ^{er} étage	1301.76	1301.76	2603.52	77.13	96.42	216.94	vérifiée
Etage 2 et 3	1133.77	1133.77	2267.53	143.12	133.36	345.60	vérifiée
Etage 4 et 5	903.04	903.04	1806.07	134.12	133.36	345.60	vérifiée
Etage 6 et 7	878.62	878.62	1757.24	134.12	133.36	345.60	vérifiée
Etage 8 et 9	557.09	557.09	1114.18	134.12	133.36	345.60	vérifiée
Etage 10+ terrasse	366.21	367.94	734.15	134.12	133.36	345.60	vérifiée

Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

IV.3.7 Schéma de ferrailage des Poutres

➤ Poutre principales

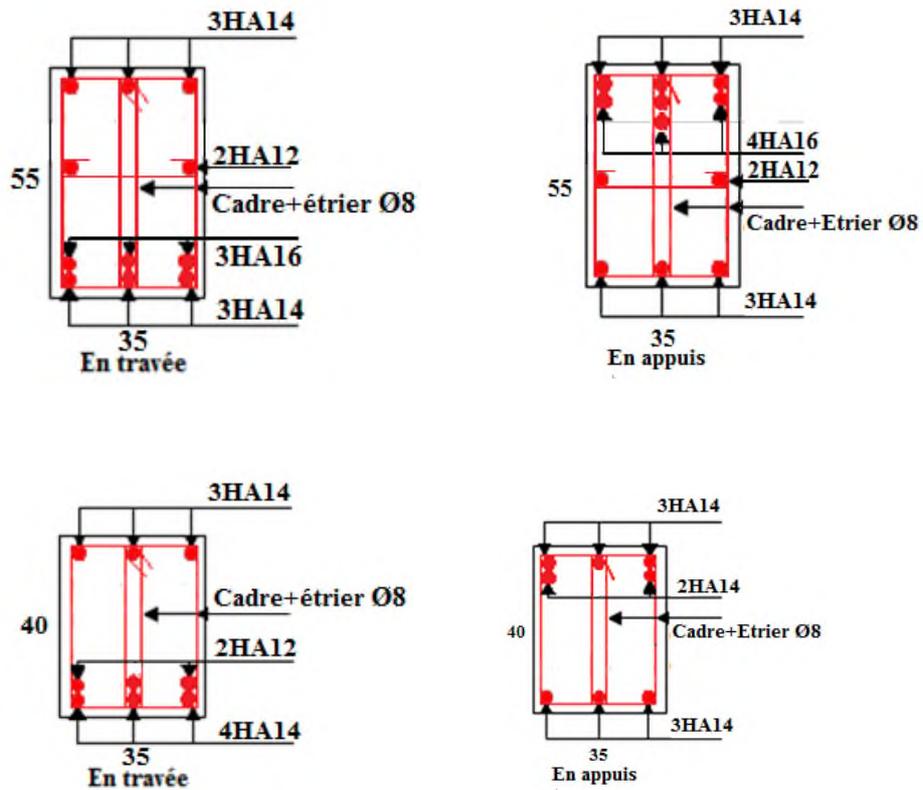


Figure IV.6 Exemple de schéma de ferrailage des poutres principales RDC

➤ Poutre secondaires

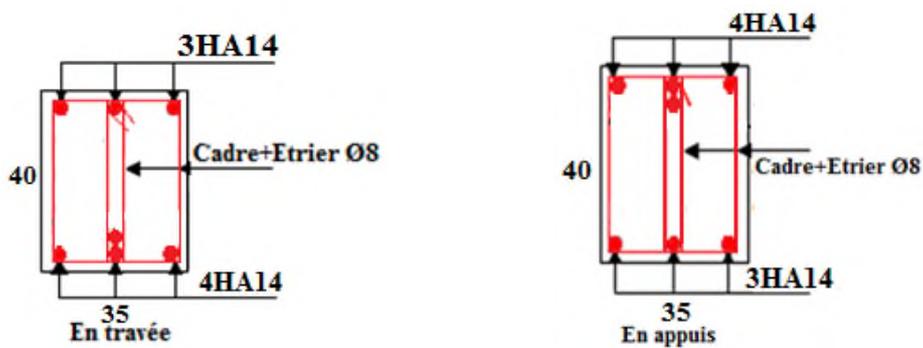


Figure IV.7 Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires RDC

IV.4 Etude des voiles

IV.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 dans la zone IIa. Ils seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations les plus défavorables des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$ 2). $G+Q\pm E$ 3). $0.8G\pm E$

IV.4.2 Recommandations du RPA99

a)- Armatures verticales : Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b)- Les armatures horizontales: Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales: Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles.

IV.4.3 Calcul du ferrillage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant.

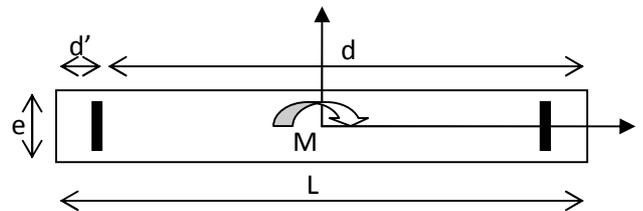


Fig. IV.8 Schéma d'un voile plein

$d = 0.9 L ; d' = 0.1 L ; A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

Armatures horizontales :

On fixe St et on calcule A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$ et $\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} ; A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

Tableau IV.17 Sollicitations dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

NiV	Vmax KN	$M^{max} \rightarrow N^{Corr}$		$N^{Max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{Min} \rightarrow M^{corr}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC +1 ^{er} étage	841.06	7684.76	1138.14	2264	91.21	624.83	7662.75
Etage 2 et 3	768.39	2404.47	921.7425	1589.0036	92.83	575.31	2381.66
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	642.01	1218.48	683.004	1138.5	43.38	423.67	221.29

-Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.18 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol+RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+3 ^{eme} étage	4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ^{eme} étage
L (m)	4.1	4.1	4.1
e(m)	0.25	0.2	0.15
d(m)	4.05	4.05	4.05
M(KN.m)	7684.76	2404.17	1218.48
N(KN)	1138.14	921.7425	683.004
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	841 .06	768.39	642.009
I	1.43	1.148	0.8615
$\sigma 1(MPa)$	12.08	5.5152	3.994
$\sigma 2(MPa)$	-9.86	-3.167	-1.773

$A_v^{cal} (cm^2)$	33.714	4.167	-0.683
$A_{vmin}(cm^2)$	15.375	12.3	9.229
LT	1.84	1.15	1.26
LC	0.41	1.07	1.58
$A_{min}^{Tendu}(cm^2)$	9.21	6.05	3.78
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	1.04	2.15	2.37
$\tau(MPa)$	1.28	1.46	1.62
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5
St	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.99	1.82	1.52
$A_{hmin}(cm^2)$	0.75	0.6	0.45
$A_{hadop}(cm^2)$	2HA12	2HA12	2HA12
$A_{vadop}(cm^2)$	22HA14	22HA10	22HA10

Tableau. IV.19 Sollicitations dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Vmax (Kn)	$M^{max} \rightarrow N^{Corr}$		$N^{Max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{Min} \rightarrow M^{corr}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	589.51	4748.88	1173.27	1173.27	4608.61	707.17	4717.34
Etage 2 et 3	536.97	1494.69	677.92	1406.91	1356.04	361.43	1472.03
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	490.65	846.11	465.77	1022.52	730.51	238.83	826.09

Tableau IV.20 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol+RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+3 ^{eme} étage	4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ^{eme} étage
L	3.4	3.4	3.4
e	0.25	0.2	0.15
d	3.35	3.35	3.35
M(KN.m)	4748.88	1494.69	846.11
N(KN)	1173.27	677.92	465.77
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	589.51	536.97	490.65
I	0.818	0.655	0.4913
$\sigma_1(MPa)$	11.2395	5.5152	3.994
$\sigma_2(MPa)$	-8.478	-2.88	-2.014
$A_v^{cal}(cm^2)$	24.267	3.21	0.735
$A_{vmin}(cm^2)$	12.75	10.2	7.65
LT	1.46	1.26	1.17
LC	0.48	0.87	1.06
$A_{min}^{Tendu}(cm^2)$	7.31	5.05	3.51
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	1.19	1.75	1.59
$\tau(MPa)$	1.08	1.23	1.5
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5
St (cm)	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.69	1.54	1.5
$A_{hmin}(cm^2)$	0.75	0.6	0.45
$A_{hadop}(cm^2)$	2HA12	2HA12	2HA12

$A_{v \text{ adop}} (\text{cm}^2)$	17HA14	17HA10	17HA10
------------------------------------	---------------	---------------	---------------

Tableau. IV.21 Sollicitations dans le voile V_{x3} dans tout les niveaux

NiV	Vmax (KN)	$M^{\text{max}} \rightarrow N^{\text{Corr}}$		$N^{\text{Max}} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\text{Min}} \rightarrow M^{\text{corr}}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	868.88	5240.78	3292.26	7396.61	728.59	179.28	5208.31
Etage 2 et 3	667.2	1738.51	1292.45	2152.57	179.31.04	323.21	233.48
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	474.36	813.29	435.77	1381.44	0.0507	359.05	134.19

Tableau IV.22 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol +RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage	4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ^{ème} étage
L	3.4	3.4	3.4
e	0.25	0.2	0.15
d	3.35	3.35	3.35
M(KN.m)	5240.78	1738.51	813.29
N(KN)	3292.26	1292.45	435.77
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	868.88	667.2	474.36
I	0.818	0.655	0.4913
$\sigma 1$ (MPa)	24.589	6.4123	3.668
$\sigma 2$ (MPa)	-11.678	-2.611	-1.95
$A_v^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	19.79	-1.93	0.8735
$A_{v \text{ min}} (\text{cm}^2)$	7.65	10.2	7.65
LT	1.09	0.98	1.18
LC	1.21	1.43	1.03
$A_{\text{min}}^{\text{Tendu}} (\text{cm}^2)$	3.28	3.94	3.55
$A_{\text{min}}^{\text{comp}} (\text{cm}^2)$	1.82	2.86	1.55
τ (MPa)	2.1	1.53	1.45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
St (cm)	20	20	20
$A_{h \text{ cal}} (\text{cm}^2)$	1.97	1.91	1.36
$A_{h \text{ min}} (\text{cm}^2)$	0.45	0.6	0.45
$A_{h \text{ adop}} (\text{cm}^2)$	2HA12	2HA12	2HA12
$A_{v \text{ adop}} (\text{cm}^2)$	18HA12	18HA10	18HA10

Tableau. IV.23 Sollicitations dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

NiV	Vmax (KN)	$M^{\text{max}} \rightarrow N^{\text{Corr}}$		$N^{\text{Max}} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\text{Min}} \rightarrow M^{\text{corr}}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	659.61	5692.12	1099.92	1956.89	5.49	593.57	816.92
Etage 2 et 3	610.35	1788.39	836.028	1481.26	90.65	400.92	255.92
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	538.86	891.39	933.41	1056.09	1.81	275.40	163.16

Tableau IV.24 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol +RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+3 ^{eme} étage	4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ^{eme} étage
L	3.6	3.6	3.6
e	0.25	0.2	0.15
d	3.55	3.55	3.5 5
M(KN.m)	5692.12	1788.39	891.39
N(KN)	1099.92	836.028	933.41
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	659.61	610.35	538.86
I	0.972	0.7776	0.5832
σ_1 (MPa)	13.36	5.819	3.317
σ_2 (MPa)	-6.078	-2.229	-1.7
A_v^{cal} (cm ²)	4.326	-2.813	0.465
$A_{v\ min}$ (cm ²)	13.5	10.8	8.1
LT	1.12	1	1.22
LC	1.36	1.61	1.16
A_{min}^{Tendu} (cm ²)	5.61	3.99	3.66
A_{min}^{comp} (cm ²)	3.39	3.21	1.74
τ (MPa)	1.5	1.44	1.37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
St (cm)	20	20	20
$A_{h\ cal}$ (cm ²)	2.35	1.8	1.28
A_{hmin} (cm ²)	0.75	0.6	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm ²)	2HA14	2HA12	2HA12
$A_{v\ adop}$ (cm ²)	18HA12	18HA10	18HA10

Tableau. IV.25 Sollicitations dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

NiV	Vmax KN	$M^{max} \rightarrow N^{Corr}$		$N^{Max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{Min} \rightarrow M^{corr}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	749.08	6365.07	1904.5	2030.73	43.3	621.69	6326.05
Etage 2 et 3	686.91	1972.051	895.43	1538.7	66.2	439.66	281.51
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	602.6.86	1034.27	664.69	1098.82	79.97	299.53	217.64

Tableau IV.26 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol +RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+3 ^{eme} étage	4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ^{eme} étage
L	3.75	3.75	3.75
e	0.25	0.2	0.15
d	3.7	3.7	3.7
M(KN.m)	6365.07	1972.051	1034.27
N(KN)	1904.5	895.43	664.69
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	749.08	686.91	602.6
I	1.0986	0.878	0.65917

$\sigma 1$ (MPa)	12.8945	5.4009	4.12359
$\sigma 2$ (MPa)	-8.831	-3.0131	-1.76
A_v^{cal} (cm ²)	25.058	2.9168	-0.954
$A_{v\ min}$ (cm ²)	14.0625	11.25	8.4375
LT	1.52	1.34	1.22
LC	0.7	1.06	1.51
A_{min}^{Tendu} (cm ²)	7.62	5.37	3.77
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.75	2.13	2.26
τ (MPa)	0.79	1.42	1.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
St	20	20	20
$A_{h\ cal}$ (cm ²)	1.24	1.78	1.56
$A_{h\ min}$ (cm ²)	0.75	0.6	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA12
$A_{v\ adop}$ (cm ²)	19HA14	19HA10	19HA10

Tableau. IV.27 Sollicitations dans le voile Vy1 et Vy4 dans tous les niveaux

NiV	Vmax (KN)	$M^{max} \rightarrow N^{Corr}$		$N^{Max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{Min} \rightarrow M^{corr}$	
		M(KN .m)	N(KN)	N(KN)	M(KN .m)	N(KN)	M(kn .m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	917.05	5881.61	295.25	2909.4	5662.55	295.25	5881.61
Etage 2 et 3	487.47	1328.17	1084.33	1114.93	23.39	272.33	159.62
Etage 2et3 (T1)	354.15	-342.08	758.63	758.63	-342.08	16.03	305.03
Etage 2et3 (T2)	276.8	199.71	23.08	777.29	176.44	23.08	199.71
Etage 2et3 Linteaux	299.54	177.2	18.94	355.14	168.46	18.94	177.2
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	529.96	737.98	356.08	828.99	717.68	163.97	733.09
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 (T1)	267.68	223.31	530.49	530.49	223.49	27.03	171.7
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 (T2)	249.34	182.3	28.35	559.75	157.99	28.35	128.30
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 Linteaux	222.58	133.62	14.51	234.27	130.62	14.51	133.62

Tableau .IV.28 Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 et Vy4 dans tous les niveaux

Niveau	S-sol +RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+ 3 ^{eme} étage	2 ^{eme} étage+ 3 ^{eme} étage (T1)	2 ^{eme} étage+ 3 ^{eme} étage (T2)	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{eme} étage	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{eme} étage (T1)	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{eme} étage (T2)
L	3.6	3.6	1.35	1.05	3.6	1.35	1.05
e	0.25	0.2	0.2	0.2	0.15	0.15	0.15
d	3.55	3.55	1.3	1	3.55	1.3	1
M(KN.m)	5881.61	1328.17	342.08	199.71	737.98	223.31	182.3
N(KN)	295.25	1084.33	758.63	23.08	356.08	530.49	28.35
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	917.05	487.47	354.15	276.8	529.96	267.68	249.34
I	0.972	0.7776	0.041	0.01929	0.583	0.031	0.00144
σ (MPa)	11.21	4.58	8.44	6.533	1.826	7.52	6.79
$\sigma 2$ (MPa)	-10.523	-1.5684	-2.82	-4.33	-0.507	-2.28	-6.43
A_v^{cal} (cm ²)	40.469	-3.54	-2.082	2.317	-1.747	-1.87	4.37

$A_{v \min}(\text{cm}^2)$	13.5	10.8	4.05	3.15	8.1	3.037	2.36
LT	1.75	0.92	0.34	0.42	0.78	0.31	0.51
LC	0.11	1.76	0.67	0.21	2.05	0.72	0.03
$A_{\min}^T(\text{cm}^2)$	8.73	3.67	1.35	1.68	2.35	0.94	1.53
$A_{\min}^c(\text{cm}^2)$	0.27	3.53	1.35	0.42	3.05	1.08	0.04
$\tau(\text{MPa})$	1.59	1.05	2.04	2.05	1.53	2.06	2.46
$\bar{\tau}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5	5	5
St (cm)	22	22	22	22	22	22	22
$A_{h \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	2.48	1.32	2.55	2.56	1.43	1.93	2.31
$A_{h \text{ min}}(\text{cm}^2)$	0.75	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_{h \text{ adop}}(\text{cm}^2)$	2HA14	2HA10	2HA14	2HA14	2HA10	2HA12	2HA14
$A_{v \text{ adop}}(\text{cm}^2)$	9HA20 + 9HA16	18HA10	4HA12	4HA12	18HA10	4HA12	4HA12

Tableau. IV.29 Sollicitations dans le voile Vy2 et Vy3 dans tout les niveaux

NiV	Vmax (KN)	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{Corr}}$		$N^{\text{Max}} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\text{Min}} \rightarrow M^{\text{corr}}$	
		M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S.Sol +RDC+1 ^{er} étage	641.79	4063.84	626.76	3469.83	3355.30	55.96	3944.47
Etage 2et3(T1)	265.16	386.52	849.25	849.25	386.52	422.88	349.67
Etage 2et3 (T2)	265.16	236.37	829.93	829.93	236.37	35.29	148.85
Etage 2 et 3 Linteaux	354.77	157.07	26.27	486.17	169.57	26.27	157.07
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9,10 (T1)	196.3	252.73	683.58	683.58	252.73	266.67	199.83
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9,10 (T2)	148.93	178.5	128.56	509.25	176.06	21.06	177.52
Etage 4, 5, 6, 7, 8, 9,10 Linteaux	296.87	155.36	19.65	313.34	129.66	19.65	155.36

Tableau .IV.30 Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 et Vy3 dans tout les niveaux

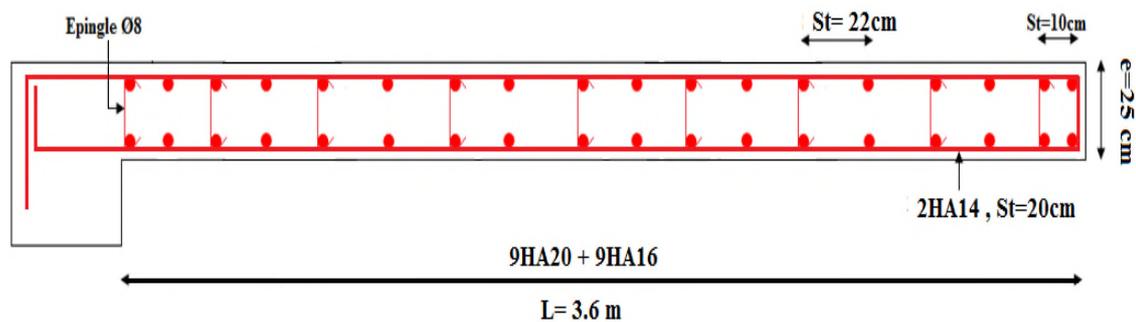
Niveau	S-sol +RDC+ 1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage+ 3 ^{eme} étage (T1)	2 ^{eme} étage+ 3 ^{eme} étage (T2)	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{eme} étage (T1)	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{eme} étage (T2)
L	3.05	1.35	0.7	1.35	0.7
e	0.25	0.2	0.2	0.15	0.15
d	3	1.3	0.65	1.3	0.65
M(KN.m)	4063.84	386.52	236.37	252.13	178.5
N(KN)	626.76	849.25	829.93	683.58	128.56
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	641.79	265.16	181.06	196.3	148.93
I	0.591	0.041	0.0057	0.030	0.00428
$\sigma 1(\text{MPa})$	11.306	9.507	20.399	8.922	15.79
$\sigma 2(\text{MPa})$	-9.66	-3.21	-8.543	-2.17	-13.34
$A_{v \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	28.74	-2.06	2.367	-2.899	6.097
$A_{v \text{ min}}(\text{cm}^2)$	11.43	4.05	2.1	3.37	1.575
LT	1.41	0.34	0.21	0.26	0.32
LC	0.24	0.67	0.29	0.82	0.06
$A_{\min}^T(\text{cm}^2)$	7.03	1.37	0.83	0.79	0.96
$A_{\min}^c(\text{cm}^2)$	0.6	1.33	0.57	1.23	0.09
$\tau(\text{MPa})$	1.31	1.53	2.1	1.51	2.21
$\bar{\tau}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5

St (cm)	20	20	20	20	20
$A_{h\text{ cal}} (\text{cm}^2)$	2.48	2.55	2.56	1.93	2.31
$A_{h\text{ min}} (\text{cm}^2)$	0.75	0.6	0.6	0.45	0.45
$A_{h\text{ adop}} (\text{cm}^2)$	2HA14	2HA14	2HA14	2HA12	2HA14
$A_{v\text{ adop}} (\text{cm}^2)$	15HA16	7HA10	6HA10	7HA10	6HA10

Tableau IV.31 Ferrailage des linteaux.

linteaux	Vy1 et Vy4		Vy2 et Vy3	
	2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage	4,5,6,7,8,9 et 10 ^{ème} étage
e(m)	0.2	0.15	0.2	0.15
h(m)	1.39	1.39	0.69	0.69
Tb (MPa)	0.083	0.594	0.462	0.61
λ_g	0.848	0.843	1.449	1.449
1.4M (KN.m)	248.08	187.06	219.89	217.50
1.4N (KN)	26.51	20.31	36.77	27.51
0.06fc28	1.5	1.5	1.5	1.5
$A_{LL}^{min} (\text{cm}^2)$	4.14	3.624	2.07	1.55
$A_{LL}^{cal} (\text{cm}^2)$	4.17	4.17	9.314	7.92
$A_{LL}^{adop} (\text{cm}^2)$	12HA8=6.03	12HA8=6.03	2HA20+2HA14=9.36	2HA20+2HA14=9.36
St	25	25	25	25
$A_t^{CAL} (\text{cm}^2)$	0.5	0.45	0.45	0.61
$A_t^{adop} (\text{cm}^2)$	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01
$A_c^{cal} (\text{cm}^2)$	5.56	5.56	2.76	2.07
$A_c^{adop} (\text{cm}^2)$	4HA14=6.16	4HA14=5.16	2HA14=3.03	2HA14=3.03

IV.4.4 Schéma de ferrailage

Figure IV.9 Exemple de schéma de ferrailage des voiles Vy1 et Vy4 au S.sol , RDC et 1^{er} étage.

IV.5 Conclusion

L'étude des éléments principaux est l'une des étapes la plus importante de toute étude en génie civil car ces derniers forment un seul bloc résistant aux diverses sollicitations, ils doivent être correctement dimensionnés et ferrillés en conséquence pour résister aux efforts internes qui les sollicitent quelque soit la situation.

Les ferrillages adoptés pour chaque éléments respectent toutes les recommandation du RPA99/ 2003 ainsi que le BAEL91/99.

III.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Dans l'étude de notre projet, la détermination de ces efforts sera obtenue par logiciel

ETABS V16

III.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

III.3 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique.

III.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.3.2 Méthode dynamique

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique.

La hauteur de notre structure (Zone **IIa** , groupe d'usage 2)est supérieure à 23m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99Art4.1.2**).

- **Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode modale spectrales, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrée dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effet dynamique est calculé, le RPA prévoit de faite la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifier toute les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}})$

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

L'effort tranchant à la base de bâtiment :

$$V_{\text{st}} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa** => **A = 0.15**

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de Contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec : **R = 5**.

✓ **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.)** **Q = 1 + ΣPq:**

Avec : **Pq**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau III .1 Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x=1.2$$

$$Q_y= 1.15$$

✓ **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Et **W = 49115.19 KN.**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5 \% \quad \text{et} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

On a un site ferme S2 \longrightarrow $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

✓ **Le calcul de la période fondamentale de la structure**

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N=37.52\text{m}$.

$C_T=0.05$: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le (tableau 4.6 du RPA99 version 2003).

$$T = 0.05 \times 37.52^{\frac{3}{4}} = 0.76s$$

$L_x=16.1$ m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 30.6\text{m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 37.52}{\sqrt{16.1}} = 0.842 s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 37.52}{\sqrt{30.6}} = 0.7 s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.76s$$

$$\Rightarrow T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.7s$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale empirique de 30% (art 4.2.4)

$T_{\text{empirique}}$

$$\begin{cases} T_{\text{empirique}x} = 1.3 \times 0.76 = 0.99s > T \text{ dynamique} = 0.98 s. \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{\text{empirique}y} = 1.3 \times 0.7 = 0.91s > T \text{ dynamique} = 0.9 s \end{cases}$$

On a la période numérique est inférieure à la période empirique donc la période fondamentale de la structure est vérifiée.

III.3.3 Spectre de réponse de calcul



Fig.III.1 spectre de calcul RPA

III.3.4 Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure avec logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

A) Disposition des voiles

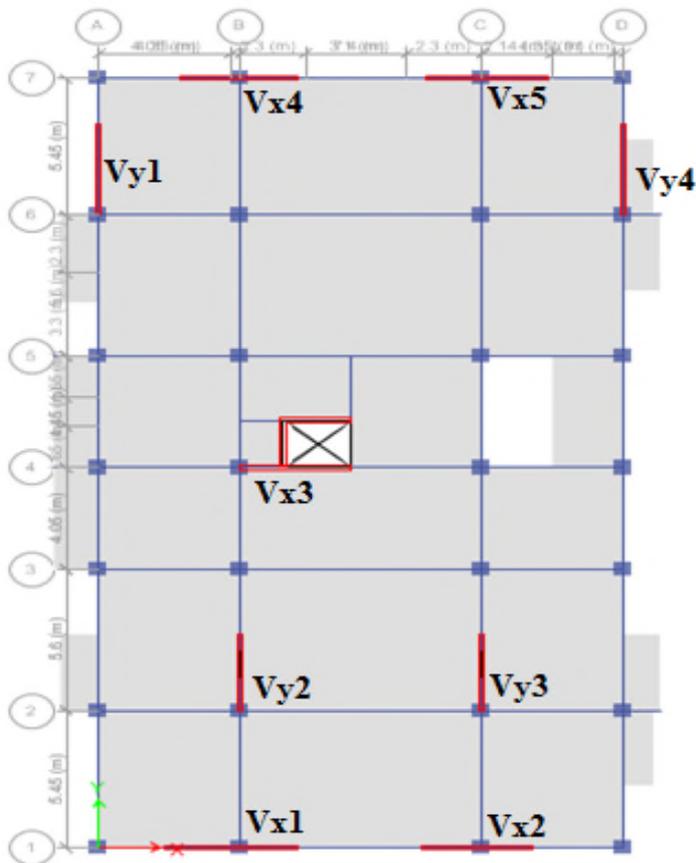


Fig.III.2 Vue en plan de la disposition des voiles

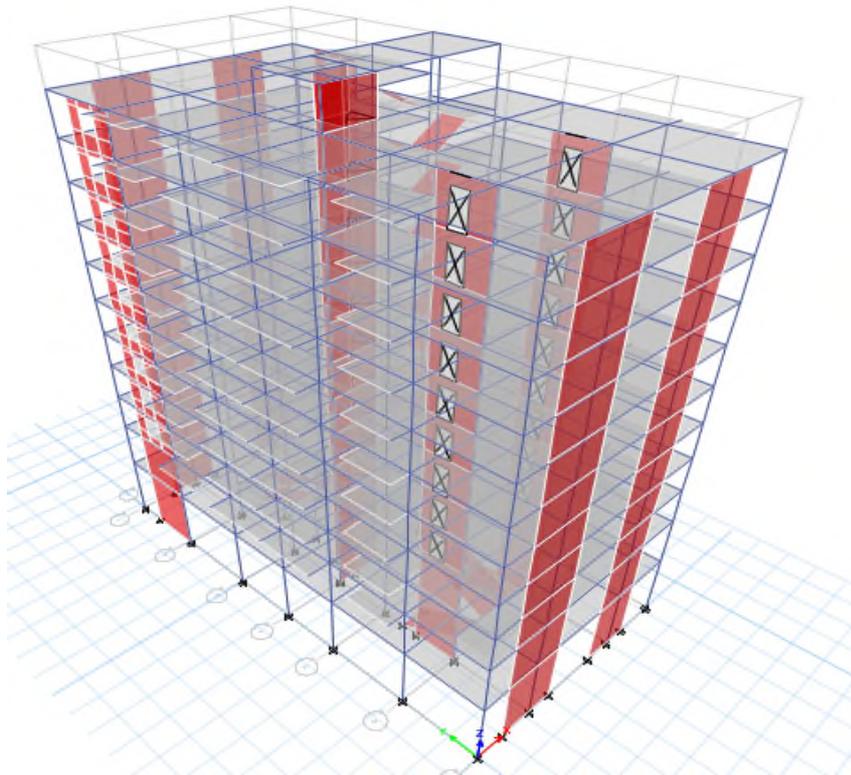


Fig.III.3 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

B) période de vibration et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Voir le tableau suivant :

Tableau III.2 Période et taux de participation massique de la structure

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	0.988	0.0341	0.6869	0	0.0341	0.6869	0
Modal	2	0.911	0.7025	0.0322	0	0.7366	0.7191	0
Modal	3	0.713	0.0003	0.00003359	0	0.7369	0.7191	0
Modal	4	0.286	0.0216	0.1221	0	0.7586	0.8412	0
Modal	5	0.267	0.113	0.0262	0	0.8716	0.8673	0
Modal	6	0.214	0.0002	0.0001	0	0.8718	0.8674	0
Modal	7	0.138	0.0121	0.0429	0	0.884	0.9103	0
Modal	8	0.128	0.0419	0.0141	0	0.9259	0.9243	0
Modal	9	0.104	0.0002	0.0004	0	0.9261	0.9247	0
Modal	10	0.088	0.0024	0.0156	0	0.9285	0.9404	0
Modal	11	0.076	0.0273	0.0006	0	0.9558	0.9409	0
Modal	12	0.075	0.0001	0.0169	0	0.956	0.9579	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.

- **Interprétation des résultats obtenus**

- Le premier mode est un mode de translation suivant le sens Y (Fig.III.4) avec $T=0.988s$

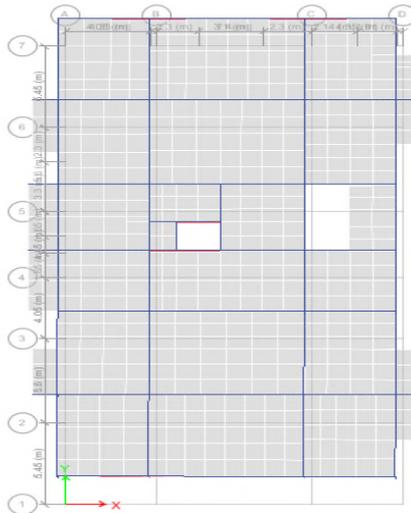


Fig.III.4 Mode 1 est une translation selon Y

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant le sens X (Fig.III.5) Avec $T=0.911s$.

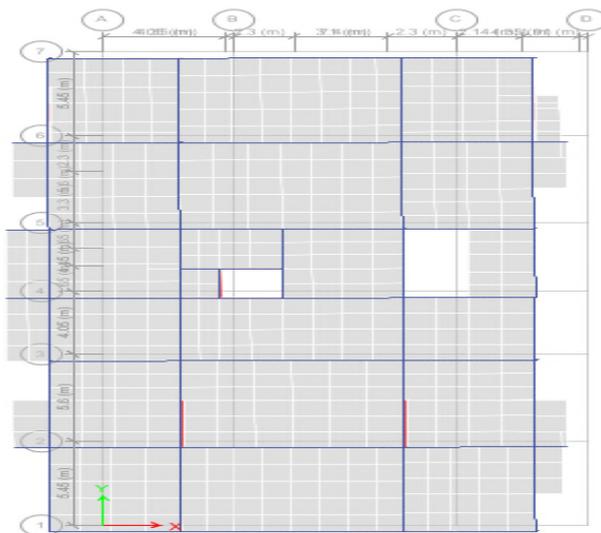


Fig.III.5 Mode 2 est une translation selon X.

- Le troisième mode est un mode de rotation autour de l'axe Z (Fig.III.6) avec $T=0.713s$

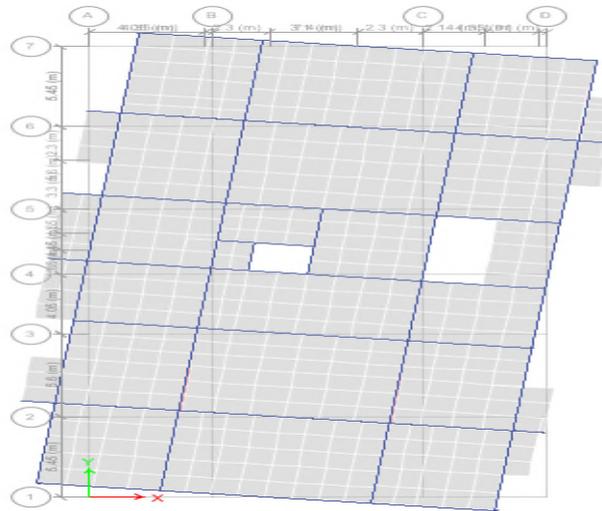


Fig.III.6 Mode 3 est une rotation selon Z

III.4 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99 V2003

III.4.1 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

✓ La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{5} \times 50146.76 = 3682.77805 \text{ KN} \\ V_{st,y} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 50146.76 = 3529.32896 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau III.3 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Force sismique a la base	$V_{st}(\text{kN})$	$V_{dyn}(\text{kN})$	$0.8 \times V_{st}(\text{kN})$	observation
Sens x	3682.77	5236.92	2946.22	vérifiée
Sens y	3529.32	4506.74	2823.46	vérifiée

Analyse des résultats : on voit que $V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$

III.4.2 Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 Art3.4 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

A) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ (pourcentage des charges verticales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ (pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ (pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ (pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Les résultats concernant notre structure sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 Vérification de l'interaction verticale

Niveau	Chargement repris (KN)		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques(%)≥80	Voiles (%)≤20
RDC	42999.15	8111.26	84.12%	15.87%
1 ^{er} étage	37641.09	6893.08	84.52%	15.47%
2 ^{ème} étage	33800.94	5875.02	85.19%	14.80%
3 ^{ème} étage	299942.92	5060.66	85.54%	14.45%
4 ^{ème} étage	26294.58	4157.33	86.34%	13.65%
5 ^{ème} étage	21951.32	3536.48	86.12%	13.87%
6 ^{ème} étage	18437.20	3061.38	85.76%	14.23%
7 ^{ème} étage	14691.35	2509.29	85.41%	14.58%
8 ^{ème} étage	10882.88	1981.56	84.59%	15.40%
9 ^{ème} étage	7346.44	1376.14	84.22%	15.77%
10 ^{ème} étage	3794.51	773.86	83.06%	16.93%

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée dans tout les niveaux.

Tableau III.5 Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens XX				Sens YY			
	Charge reprise KN		Pourcentage repris %		Charge reprise KN		Pourcentage repris%	
	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	1123.64	3647.43	25.001	75.01	872.4	2811.82	25.67	74.32
1 ^{er} étage	1352.82	3867.66	25.99	74.08	1177.55	3306.35	26.26	73.73
2 ^{ème} étage	1628.46	3237.23	33.46	66.53	1875.31	1304.69	58.97	41.02
3 ^{ème} étage	1563.79	3038.29	33.98	66.01	1649.18	1148.83	58.94	41.05
4 ^{ème} étage	1507.23	2701.5	35.81	64.18	1652.78	976.62	62.85	37.14
5 ^{ème} étage	1400.61	2417.13	36.68	63.31	1581.05	838.75	65.33	34.66
6 ^{ème} étage	1179.12	2255.45	34.33	65.66	1402.27	727.62	63.74	36.25
7 ^{ème} étage	1120.27	1873.7	37.41	62.58	1371.53	633.19	68.41	31.58
8 ^{ème} étage	846.04	1605.18	34.51	65.48	1102.79	570.89	65.89	34.10
9 ^{ème} étage	738.03	1133.85	39.42	60.57	995.37	395.36	71.57	28.42
10 ^{ème} étage	630.2	566.41	0.52	0.47	955.08	183.12	83.91	16.08

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales est vérifiée dans tout les niveaux selon les deux sens x et y

III.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages :

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui 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 étage a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R * \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau (k) de la structure donnée par le **RPA99 V2003 (Art 4.43)**.

δ_k : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Vérification des déplacements sens X-X

Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	$\Delta k/ h_k$ (%)
RDC	5.1	0.0019	0.0095	0	0.0095	0.00186275
1	3.91	0.0051	0.0255	0.0095	0.016	0.00409207
2	2.89	0.0079	0.0395	0.0255	0.014	0.00484429
3	2.89	0.0109	0.0545	0.0395	0.015	0.00519031
4	2.89	0.0140	0.07	0.0545	0.0155	0.00536332
5	2.89	0.0169	0.0845	0.07	0.0145	0.0050173
6	2.89	0.0196	0.098	0.0845	0.0135	0.00467128
7	2.89	0.0221	0.1055	0.098	0.0125	0.00432526
8	2.89	0.0243	0.1215	0.1105	0.11045	0.03821799
9	2.89	0.0262	0.131	0.1215	0.0095	0.0032872
10	2.89	0.0279	0.1395	0.131	0.0085	0.00294118
11	2.51	0.0288	0.144	0.1395	0.0045	0.00179283

Tableau III.7 vérification des déplacements sens Y-Y

Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	$\Delta k/ h_k$ (%)
RDC	5.1	0.0018	0.009	0	0.009	0.00176471
1	3.91	0.0058	0.024	0.009	0.015	0.00383632
2	2.89	0.0075	0.0375	0.024	0.0135	0.00467128
3	2.89	0.0105	0.0525	0.0375	0.015	0.00519031
4	2.89	0.0136	0.068	0.0525	0.0155	0.00536332
5	2.89	0.0167	0.0835	0.068	0.0155	0.00536332
6	2.89	0.0197	0.0985	0.0835	0.015	0.00519031
7	2.89	0.0225	0.1125	0.0985	0.014	0.00484429
8	2.89	0.0251	0.1255	0.1125	0.013	0.00449827
9	2.89	0.0275	0.1375	0.1255	0.012	0.00415225
10	2.89	0.0296	0.148	0.1375	0.0105	0.00363322

11	2.51	0.0314	0.157	0.148	0.009	0.00358566
----	------	--------	-------	-------	-------	------------

Interprétation : D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage suivant les deux sens x et y.

III.4.4 Justification vis -à- vis de l'effort P-Δ

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après le déplacement. Ils peuvent être négligés le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule(5.6)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau(k). avec $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + Q_{Q_i})$

V_k : Efforts tranchants d'étage au niveau k.

Δ_k :Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

- Si $0.1 < \Theta_k < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{ère} ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\Theta_k}\right)$.
- Si $\Theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. D'après le tableau ci-dessous, la condition $\Theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ Peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.8 Justification vis -à- vis de l'effort P-Δ :

niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k
RDC	5.1	50146.76	0.0095	4790.97	0.0194	0.009	3701.92	0.0239
1	2.89	43901.61	0.016	5236.92	0.0343	0.015	4506.74	0.0373
2	2.89	37800.81	0.014	4875.02	0.0375	0.0135	3206.82	0.0550
3	2.89	33294.31	0.015	4610	0.0374	0.015	2820.75	0.0612
4	2.89	28846.31	0.0155	4213.52	0.0367	0.0155	2640.36	0.0585

5	2.89	24205.91	0.0145	3821.82	0.0317	0.015	2428.07	0.0517
6	2.89	20514.97	0.0135	3438.41	0.0278	0.014	2206.47	0.0450
7	2.89	16484.66	0.125	2993.93	0.0993	0.013	2001.92	0.0370
8	2.89	12456.78	0.110	2450.81	0.1042	0.012	1669.63	0.0309
9	2.89	8548.9	0.0095	1859.92	0.0151	0.0105	1368.24	0.0227
10	2.89	4626.83	0.0085	1149.72	0.0118	0.09	1026.86	0.1003

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1, donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut être négliger.

III.5 Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} < 0,3$

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

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA/2003 7.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation notée au-dessus.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau III.9 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.

Niveau	B(cm)	h(cm)	B(cm ²)	N(KN)	γ	Observation
Rdc+1 étage	80	80	0.64	3641.35	0.22	vérifiée
2+3 étage	75	75	0.56	2376.58	0.23	vérifiée
4+5 étage	70	70	0.49	2370.96	0.19	vérifiée
6+7 étage	65	65	0.42	1557.37	0.15	vérifiée
8+9 étage	60	60	0.36	881.24	0.1	vérifiée
10 étage +Terrasse	55	55	0.3	388.51	0.05	vérifiée

On remarque que le ratio ne dépasse pas ($v= 0.3$), donc les sections de coffrage des poteaux sont satisfaisantes.

III.6 Conclusion

A travers l'étude dynamique de notre structure, nous avons conclu ce qui suit :

- Nous avons augmenté les sections des poteaux afin de satisfaire l'effort normal réduit.
- L'interaction vertical et horizontal voile portique est vérifié pour tous les niveaux.
- L'effet P- Δ est conforme au règlement RPA99V2003.
- L'utilisation du polystyrène dans nos planchers vu qu'il allège la structure, résiste à la compression, à faible cout et sa pose reste facile.
- Nous avons opté des voiles ($V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{x5}$) et avec ouvertures ($V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}$).

Cependant après avoir trouvé la bonne disposition des voiles ,et que cela nous a permis de satisfaire les conditions exigées par le RPA99 V2003 , on peut garder notre modèle afin d'entamer l'étude des éléments structuraux selon les dimensions qui suivant :

Niveau	Poteau (cm ²)	Voile (cm)	PP (cm ²)	PS (cm ²)
RDC	80x80	25	35x40 35x55	30x40
Etage 1				
Etage 2	75x75	20		
Etage 3				
Etage 4				
Etage 5	70x70	15		
Etage 6				
Etage 7				
Etage 8				
Etage 9	60x60			
Etage 10				
Terrasse	55x55			

V.1 Introduction

L'infrastructure est la partie enfouie dans le sol ,elle a pour objectif de transmettre les diverses charges venues de la superstructure au sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol ce qu'on nomme fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ou bien fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

V.2 Etude des fondations

V.2.1 Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B qui sont:

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée ;semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux)

V.2.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol; l'intensité des charges transmises au sol; la distance entre axes des poteaux.

La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=5 \text{ m} \leq B \times 6$). Pour faire le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : semelle isolée, semelle filante et radier afin de faire le choix le mieux adapté.

V.2.3 Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter 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 ,après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent:

$$D = 5 \text{ m} ; Q_{adm} = 2.40 \text{ bar} ; C = 1.5 \text{ bar} ; \gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3 ; \theta = 24^\circ$$

V.2.4 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

V.2.4.1 semelles isolées

• **Combinaisons d'actions à considérer:** D'après le RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes

$$G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E \quad G+Q$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots (1)$$

N = 2568.19 KN (effort normal à l'ELS du poteau le plus sollicité donné par le calcul)

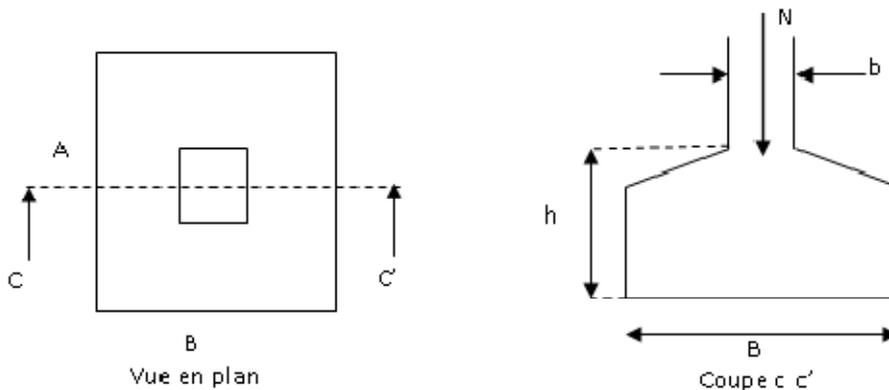


Figure V.1 Vue d'une semelle isolée

On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A dans (1) ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 3.27$ on prend B = 3.5m.

$L_{min} = 4.05$ m ; on remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc les semelles isolées sont à exclure .

V. 2.4.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante (SF1), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 4 poteaux N₁, N₂, N₃, N₄ et un voile avec un débord de 0.5 m

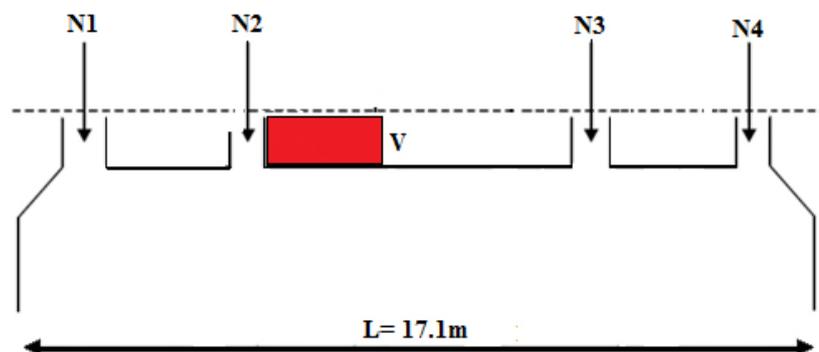


Figure V.2 Semelle filante SF1

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=4} + N_v = 6615.06 \text{ KN}$ $M = \sum_{i=1}^{i=4} + M_v = 32.57 \text{ KN.m}$

Avec : N et M sont pris à l'ELS

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement:

$N_s = 1.2 N = 7938.07 \text{ KN}$

A partir du modèle de Meyerhof

$B \geq \frac{1.2 \times N}{(L - 2e) \times \bar{\sigma}_{sol}}$ avec $e = \frac{M}{N} = \frac{32.57}{7938.07} = 0.004 \text{ m}$

$B \geq \frac{7938.07}{(17.1 - 2 \times 0.004) \times 240} = 1.93 \text{ m}$

on prend **B = 2 m**

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filantes.

La figure VI.3 qui suit montre la disposition des semelles filantes

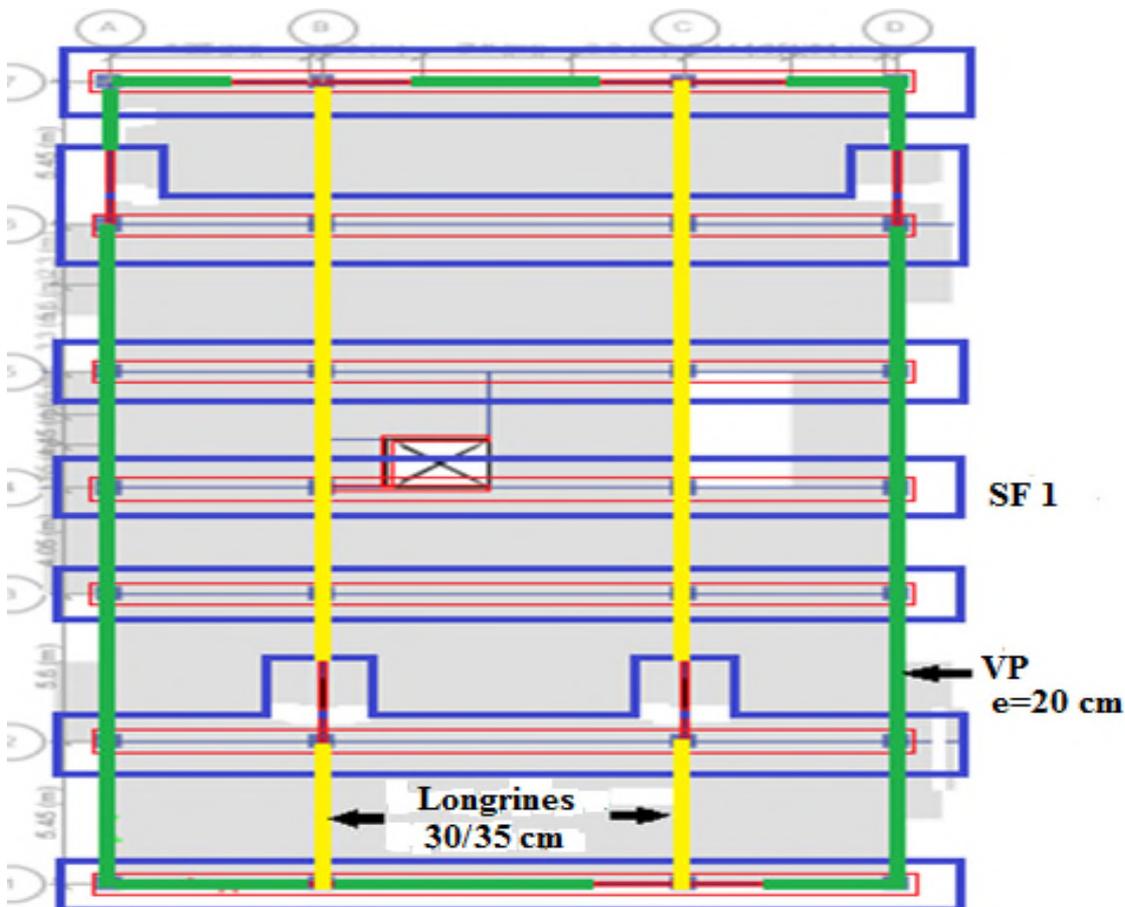


Figure V.3 Vue en plan de la disposition des semelles filantes

Dans le sens YY, les semelles filantes sont liaisonnées à la base par des longrines de 30/35 cm en vue d'assurer un monolithisme vis-à-vis des efforts horizontaux ainsi que de reprendre les moments de flexion dans le sens YY (M_{yy}).

V. 2.5 Dimensionnement de la poutre de libage

on a un poteau de dimension : $b = 80$ cm donc $b_0 = b + 10$ cm = 90 cm

$$\frac{L_{max}}{9} < h_0 < \frac{L_{max}}{6} \rightarrow \frac{740}{9} = 82.72 < h_0 < \frac{740}{6} = 123.33$$

on prend $h_0 = 100$ cm

• **Hauteur totale de la semelle filante (h_t)**

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{2-0.8}{4} + 0.05 = 0.35$$

On prend : $h_t = 40$ cm

• **Hauteur du glacis**

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $h_1 = 20$ cm

Avec

B : largeur de la semelle filante

h_t : hauteur totale de la semelle filante

b_0 : largeur de la poutre de libage

h_0 : hauteur de la poutre de libage

h_1 : hauteur du glacis

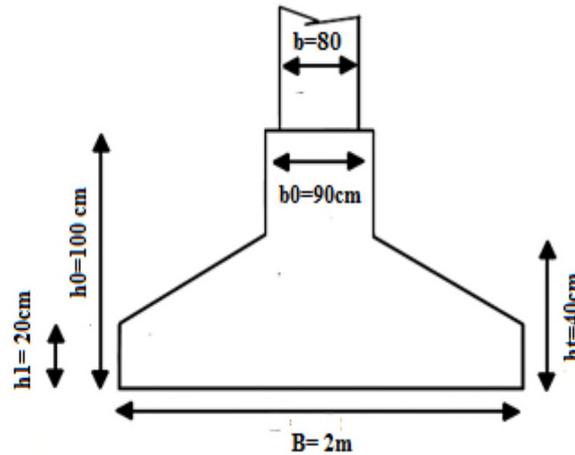


Figure V.4 Coupe transversale d'une semelle filante

V. 2.5.1 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{1.2 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} \rightarrow q_{ref} = \frac{10926.04}{2 \times (17.1 - 2 \times 0.004)} = 319.63 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 319.63 \times 2 = 639.26 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

P_u représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

V. 2.5.2 Ferrailage transversal de la semelle

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} \text{ avec : } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar, } d = 35 \text{ cm, } b = 80 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{639.26 \times (200 - 80) \times 10^2}{8 \times 35 \times 3480} = 7.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA12 = 7.92 cm², e = 17 cm

• **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{7.92}{3} = 2.64 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 6HA8 = 3.02 cm}^2/\text{ml, } e = 20 \text{ cm}$$

V.2.5.3 Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6, B = 2 \text{ m},$$

pour un bon sol $K = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (A.fuentes 1988)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.267}{12 \times 10^4 \times 2}} = 3.45 \text{ m}$$

$$L_{\max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 7.4 < \frac{3.14 \times 3.45}{2} + 2 = 7.42 \text{ m}$$

La semelle est donc rigide et le diagramme des contraintes est linéaire.

V. 2.5.4 Calcul des sollicitations des poutres de libage

Les résultats sont obtenus après modélisation sur ETABS

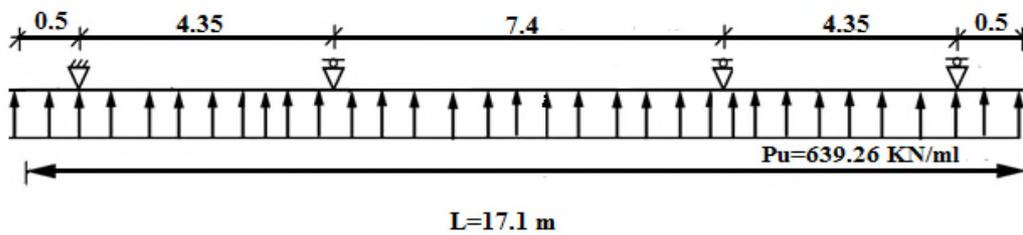


Figure V.5 Schéma statique de la poutre de libage

Les diagrammes des moments et efforts tranchant à l'ELU dans la poutre de libage sont représentés ci-dessous

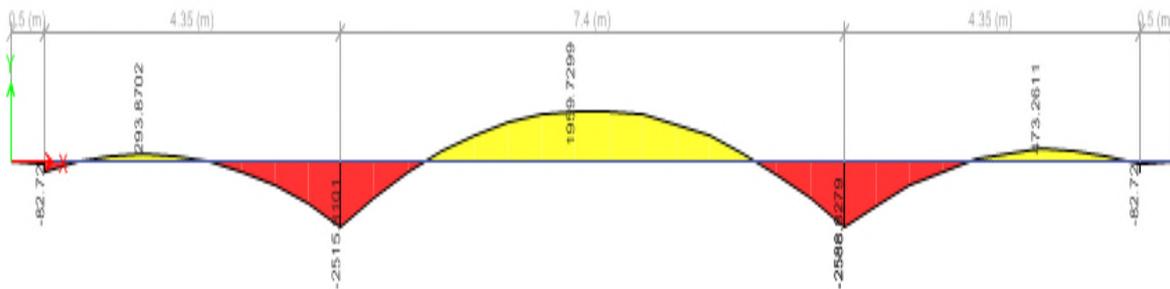


Figure V.6 Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU

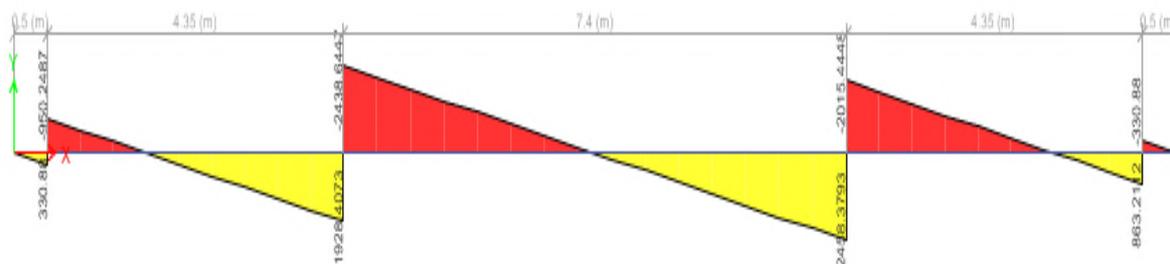


Figure V.7 Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU

Les résultats des moments maximales et effort tranchant maximal sont

$$M_a = 2588.82 \text{ KN.m}; M_t = -1959.72 \text{ KN.m}; V_u = 2458.39 \text{ KN}$$

V. 2.5.5 Calcul du ferrailage

A) Ferrailage de la partie inferieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_c = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d \times \sigma_a} = \frac{2588.82 \times 10^4}{90 \times 95^2 \times 142} = 0.224 \rightarrow \text{pivot } b$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.321, z = 82.8 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{2588.82 \times 10^4}{82.8 \times 3480} = 89.84 \text{ cm}^2$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_c = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_a} = \frac{1959.72 \times 10^4}{90 \times 95^2 \times 142} = 0.169 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.232, z = 86.184 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{1959.72 \times 10^4}{86.184 \times 3480} = 65.34 \text{ cm}^2$$

C) Ferrailage vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2458.39 \times 10^2}{90 \times 95} = 28.75 \text{ bar}, f_{tk} = 21 \text{ bar}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (28.75 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 7.17 \times 10^{-3}$$

$$\text{Pour } A_t = 12\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{9.42}{7.17 \times 10^{-3} \times 90} = 14.59 \text{ cm}$$

• Espacement maximal (CBA 93)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 4 \text{ bar} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = 104.66 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale ,et $S_t = 30 \text{ cm}$ en zone courante .

• Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ Choix du ferrailage

Poutre de libage partie inférieur : $A_u = 89.84 \text{ cm}^2$, on opte pour **7HA32+7HA25= 90.66 cm²**

Poutre de libage partie superieur: $A_u = 65.34 \text{ cm}^2$, on opte pour **14HA25= 68.72 cm²**

Ferrailage transversal de la semelle: on opte pour $A_{\text{trans}} = \mathbf{7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2}$

$$A_{\text{trans rep}} = \mathbf{6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2}$$

V.2.6 Vérification des contraintes

Tableau V.1 Vérification des contraintes du béton et l'acier

Semelle		$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	observation
SF	Sup	1441.99	12.33	15	191.77	201.63	vérifiée
	Inf	1904.88	14.69	15	170.41	201.63	vérifiée

V.2.7 Schéma de ferrailage

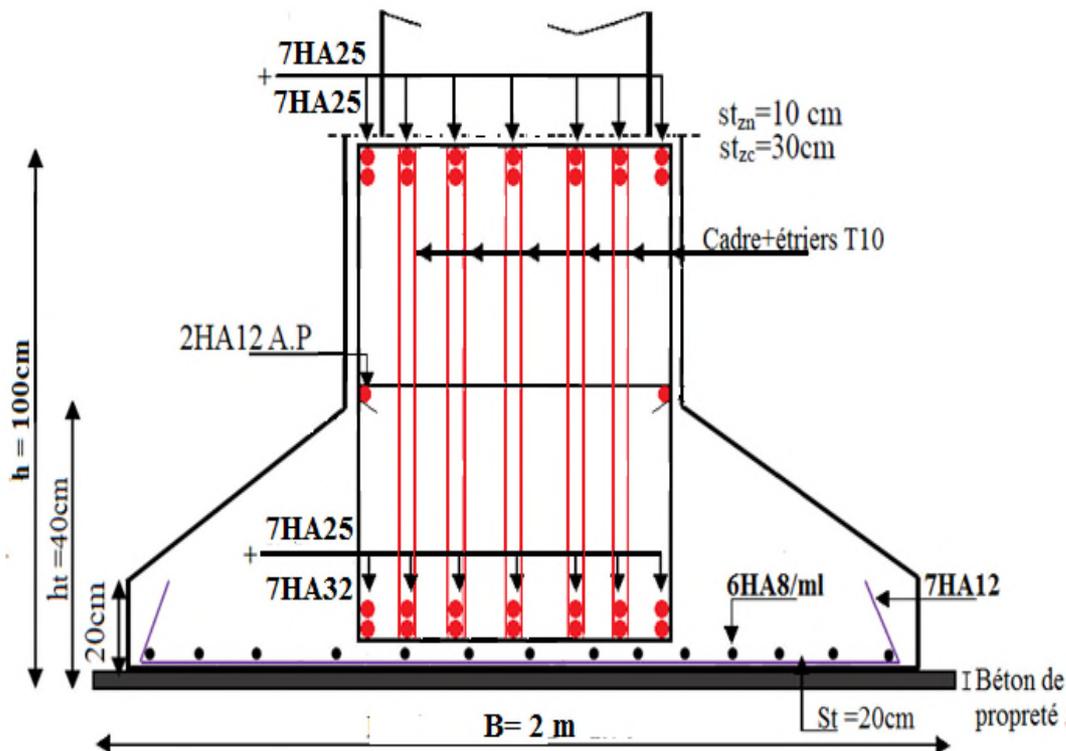


Figure V.8 Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante 1

V.3 Les longrines

V.3.1 Pré dimensionnement des longrines: Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; $15\phi_1$).

V.3.2 Vérification

Nous avons $N=3539.35$ KN , d'après le RPA on a: $\alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F = \frac{3539.35}{15} = 235.96 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

V.3.3 Ferrailage

A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.235 \times 1.15}{400} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.171}{201.63} = 8.4 \text{ cm}^2$$

on choisit une section de : $(30 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix: $4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$.

B) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier $\phi 8$, pour un espacement de 15cm.

- **Vérification:** Condition de non fragilité: $B = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2$

C) Schéma de ferrailage

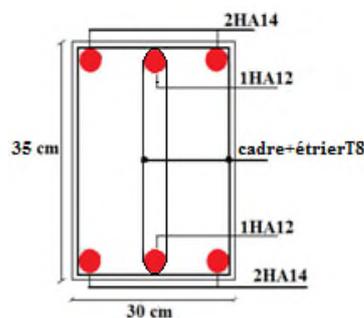


Fig V.9 Schéma de ferrailage de la longrine

V.4 Le voile périphérique

V.4.1 Introduction: Selon le RPA99/2003 les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce dernier aura pour objectif de rigidifier l'infrastructure du bâtiment.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans le sens horizontal et vertical.

V.4.2 Dimensionnement des voiles périphériques

On prend le panneau recouvrant la plus grande travée

La hauteur $L_x=5m$.

La longueur $L_y=7.4m$.

L'épaisseur $e=0.2m$.

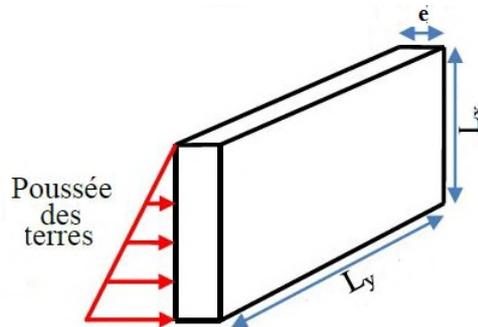


Figure V.10 Schéma du voile périphérique

V.4.3 Caractéristiques géotechniques du sol: D'après le rapport de sol on a

Le poids spécifique: $\gamma_h = 20.5KN/m^3$; La cohésion $C=1.5bar$; l'angle de frottement $\varphi = 24^\circ$.

V.4.4 Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \left(\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 33.48KN/m^2$$

• La surcharge accidentelle: on a $q=10KN/m^2$

$$Q = q \left[\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2C}{\gamma \times h} \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 4.02KN/m^2$$

V.4.5 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculer comme étant une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux ainsi que les fondations.

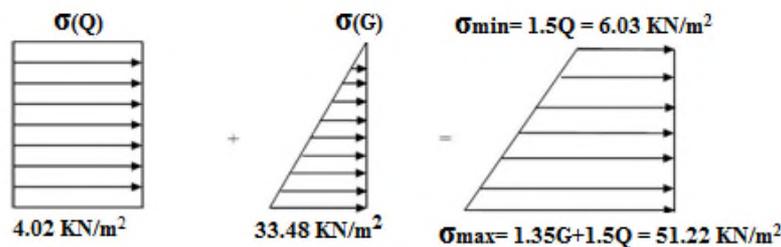


Figure V.11 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.92KN/m^2 \rightarrow q_u = \sigma_m \times 1ml = 39.92KN/ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes:

$L_x=5\text{m}$; $b=1\text{m}$; $L_y=7.4\text{m}$; $e=0.2\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\mu_x=0.723 \quad M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 72.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y=0.3895 \quad M_y = \mu_y \times M_x = 28.10 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée: $M_t^x = 0.85M_x = 61.32 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85M_y = 23.88 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appui: $M_a = 0.5M_x = 36.07 \text{ KN.m}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.2 Ferrailage du voile périphérique

Localisation/sens		M	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}	choix
Travée	XX	61.32	13.16	2	14.07	7HA16
	YY	23.88	4.76	2	5.65	5HA12
Appui		36.07	7.35	2	7.70	5HA14

- **Espacement des armatures:** Nous avons une FN donc

Armature // L_x : $S_t \leq \min(2e; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$ soit : $S_t=20\text{cm}$

Armature // L_y : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ soit : $S_t=25\text{cm}$

V.4.6 Vérifications

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\rho = 0.67 > 0.4 \rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad \text{avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ Pour Fe400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.67) \times 100 \times 20 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_a > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa.}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 82.58 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 25.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u^x = \frac{82.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.48 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u^y = \frac{25.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.14 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.7 Schéma de ferrailage

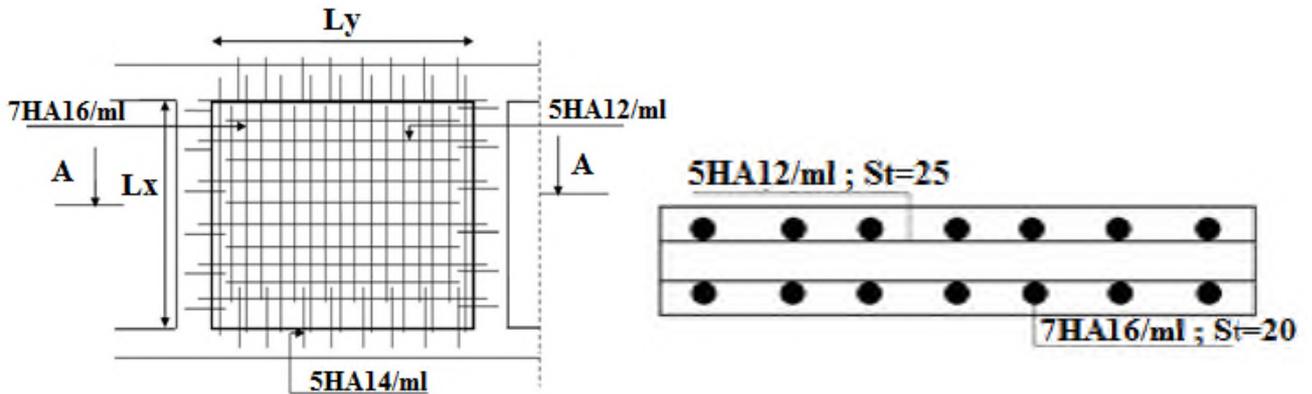


Figure V.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

V.5 Comportement vis-à-vis des tassements différentiels

Compte tenu de l'absence d'essais oedométriques et pressiométriques permettant généralement la prédiction des tassements absolus et différentiels, on suppose que le sol d'assise de portance 2.4 bars est suffisamment raide pour que les tassements de consolidations et les distorsions entre les points d'appui seront négligeables, et par conséquent n'affectent pas la stabilité de forme de l'ouvrage.

V.6 Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape importante de toute étude partant du choix du type de fondations qui dépendent de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, allant jusqu'au choix des armatures.

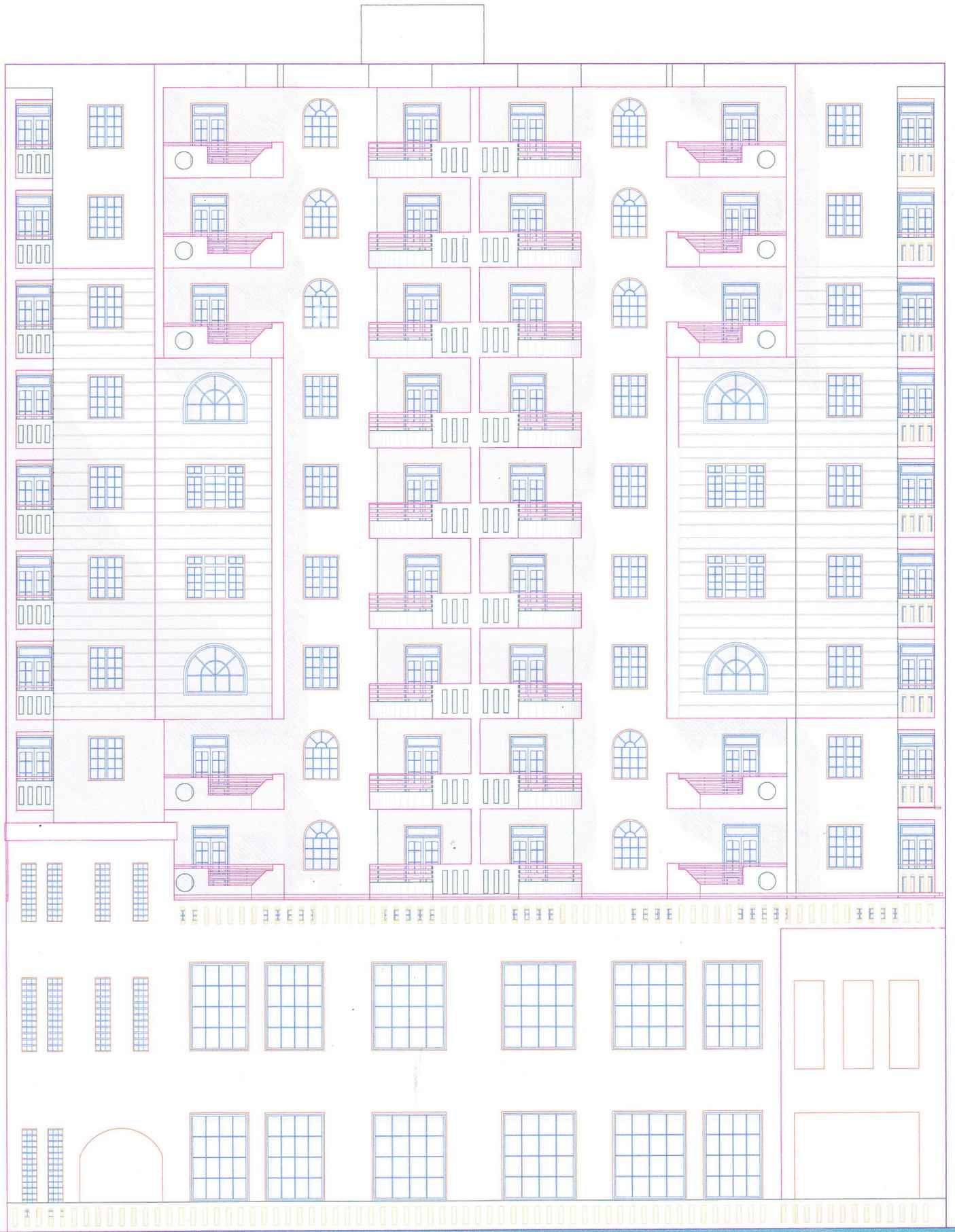
Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, alors nous avons opté pour des semelles filantes unidirectionnelles (sens x).

Conclusion générale

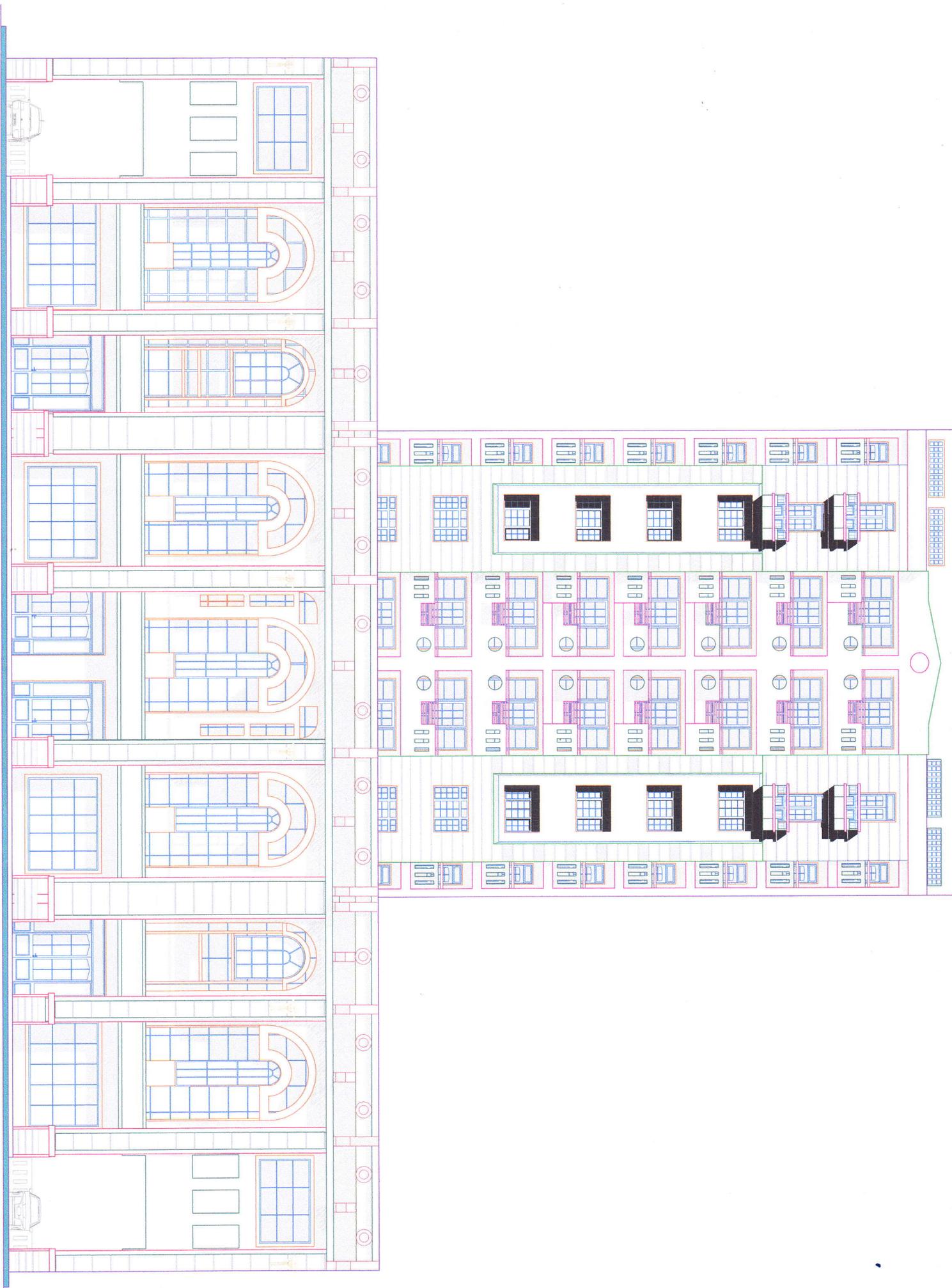
L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, ainsi que de les approfondir d'avantage dans le domaine du génie civil tout en respectant la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ainsi que les différents règlements de calcul et normes de construction algériennes.

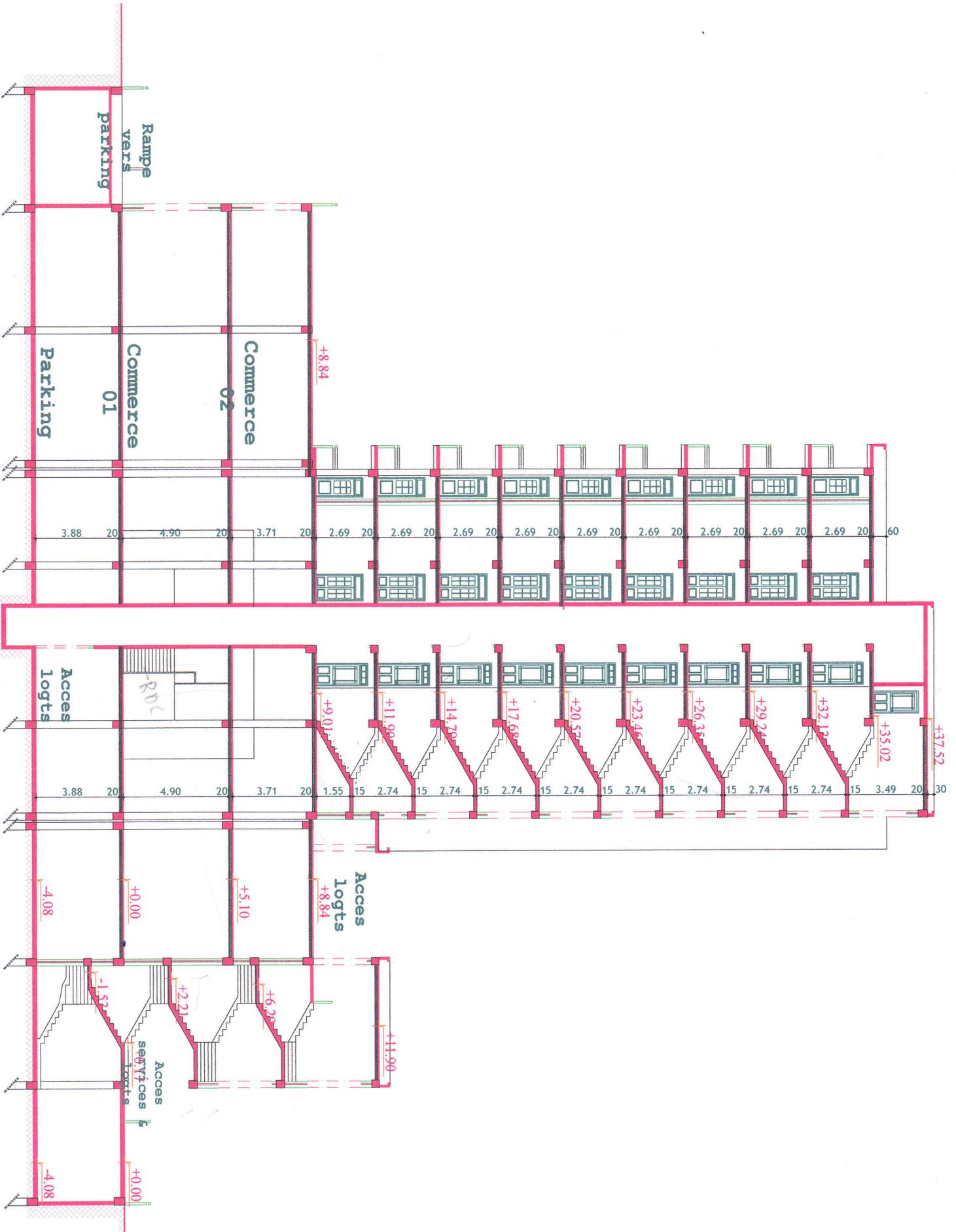
On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique, d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

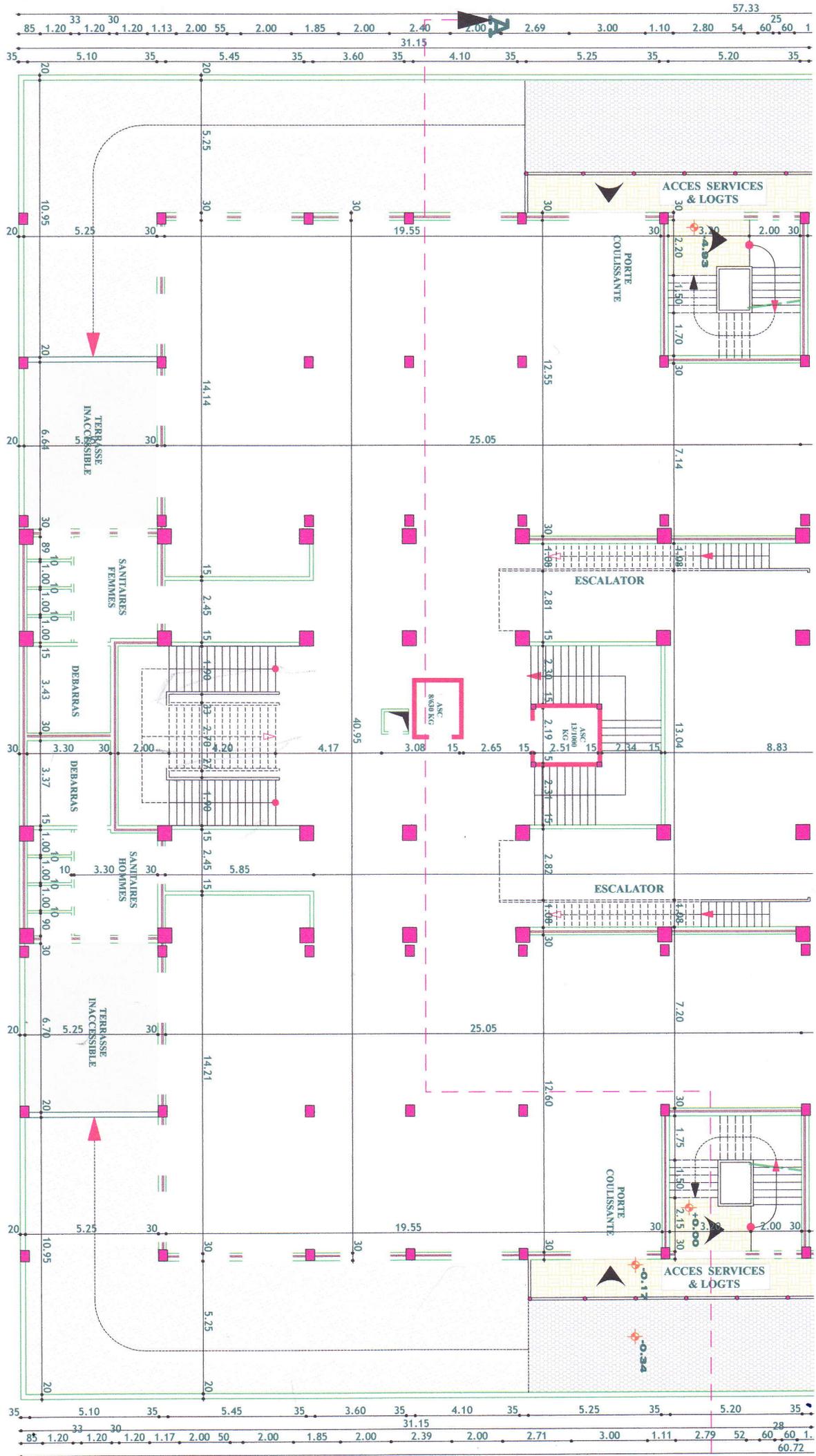


Facade Latérale.



COUPE A - A Ech : 1/50



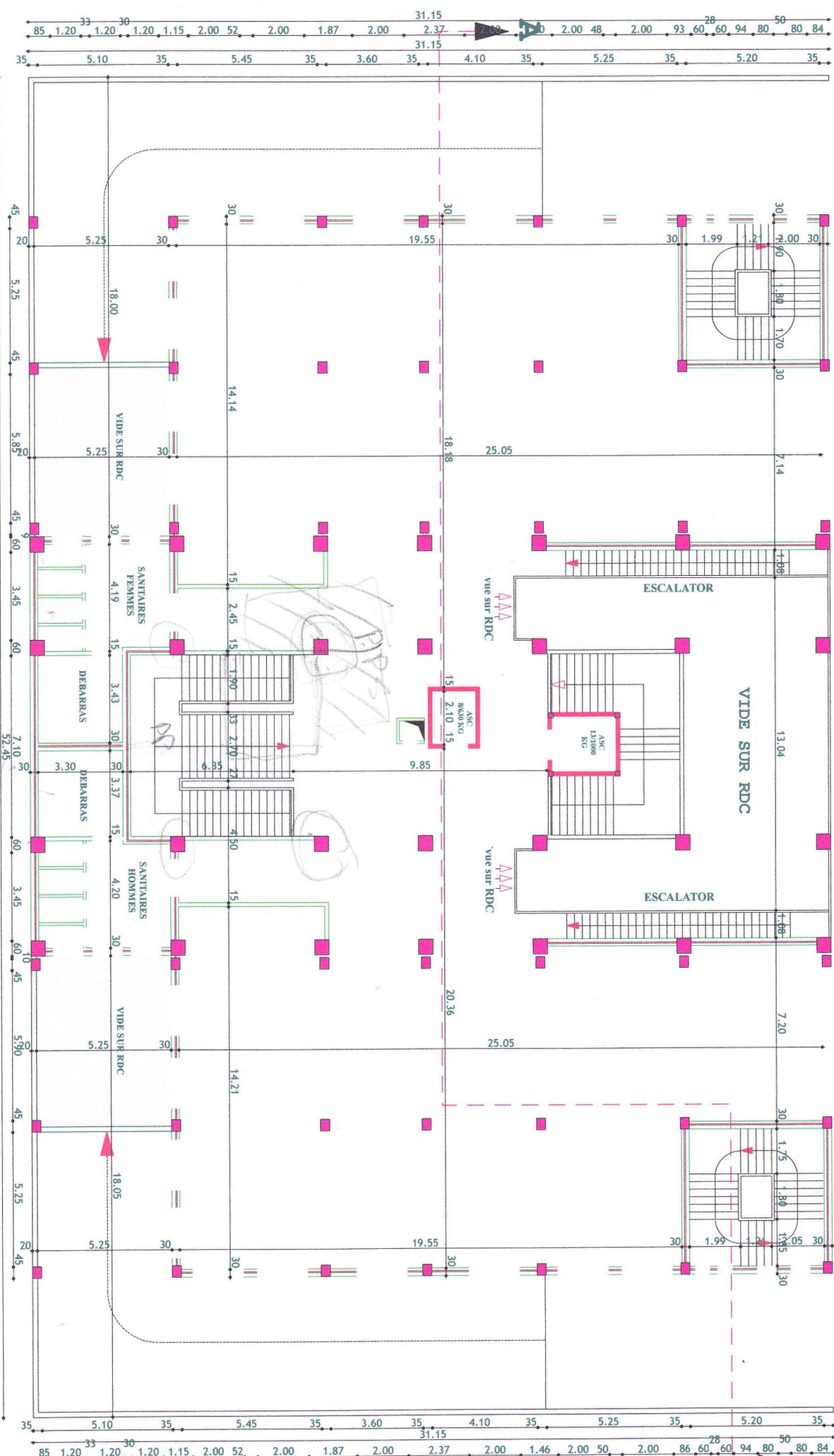


VUE EN PLAN ASSEMBLAGE RDC

Ech : 1/100

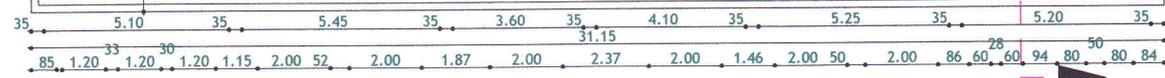
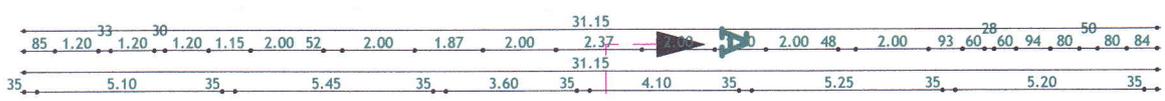
57.33

A

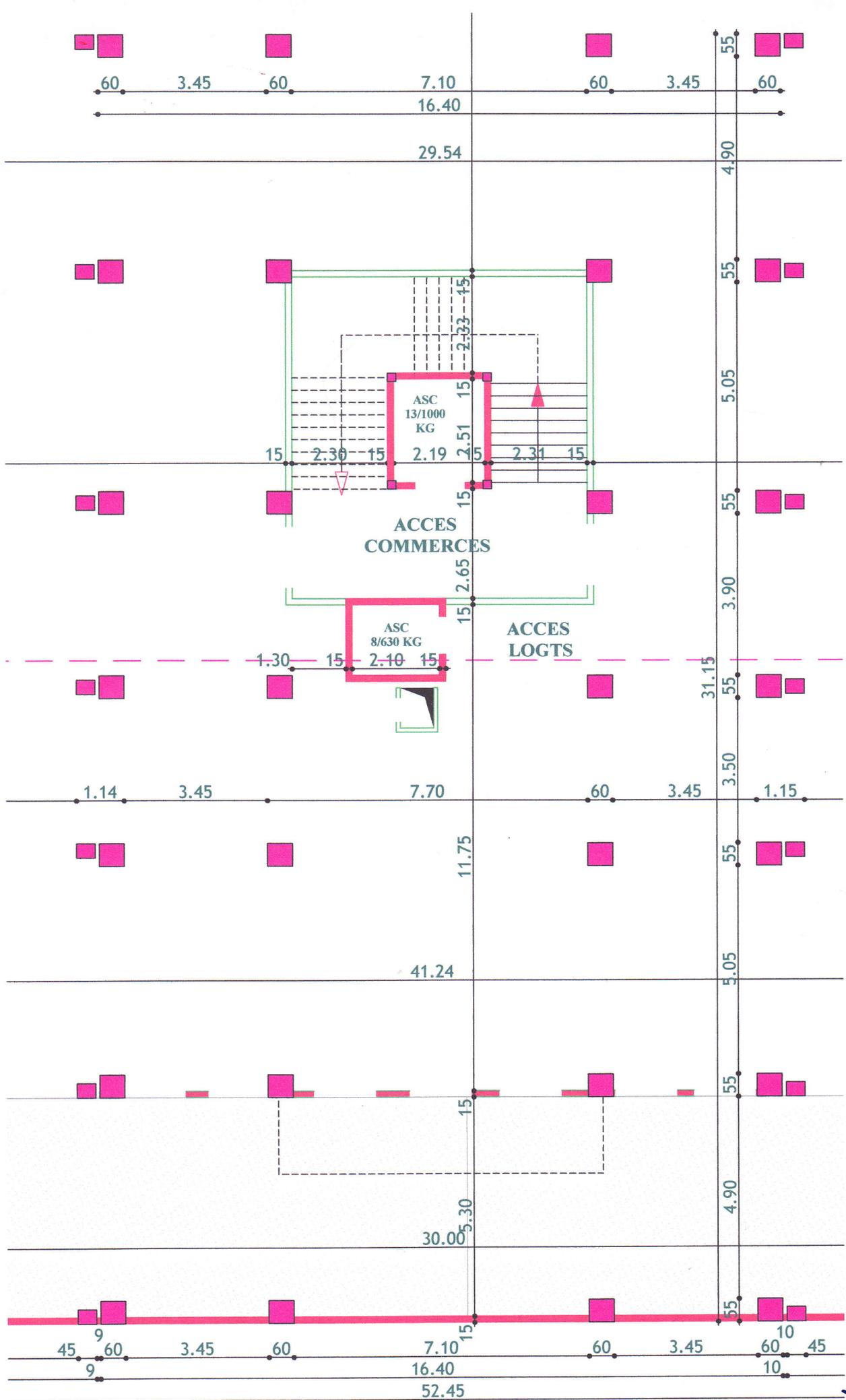


VUE EN PLAN ASSEMBLAGE ETAGE 01

Ech : 1/100

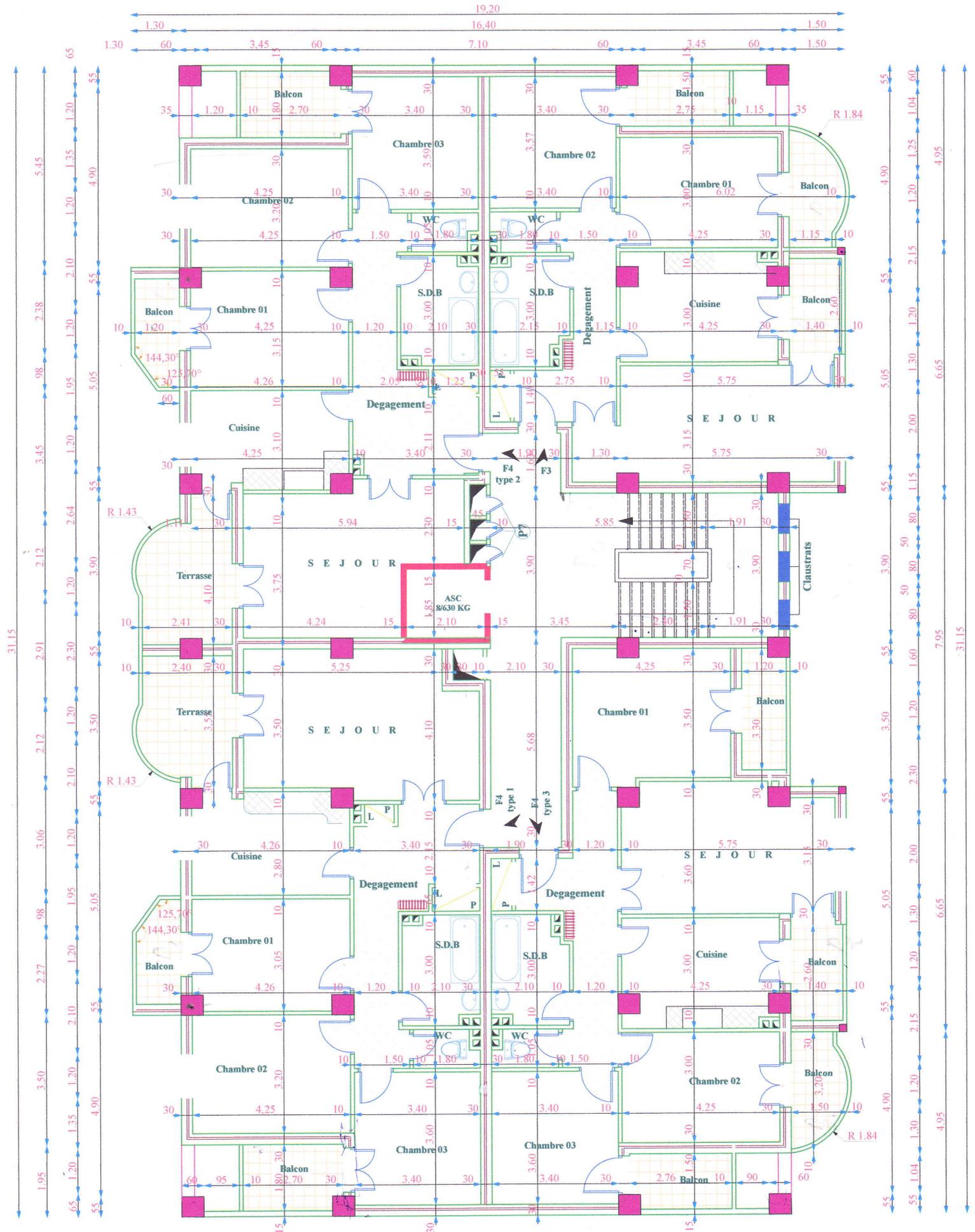


A

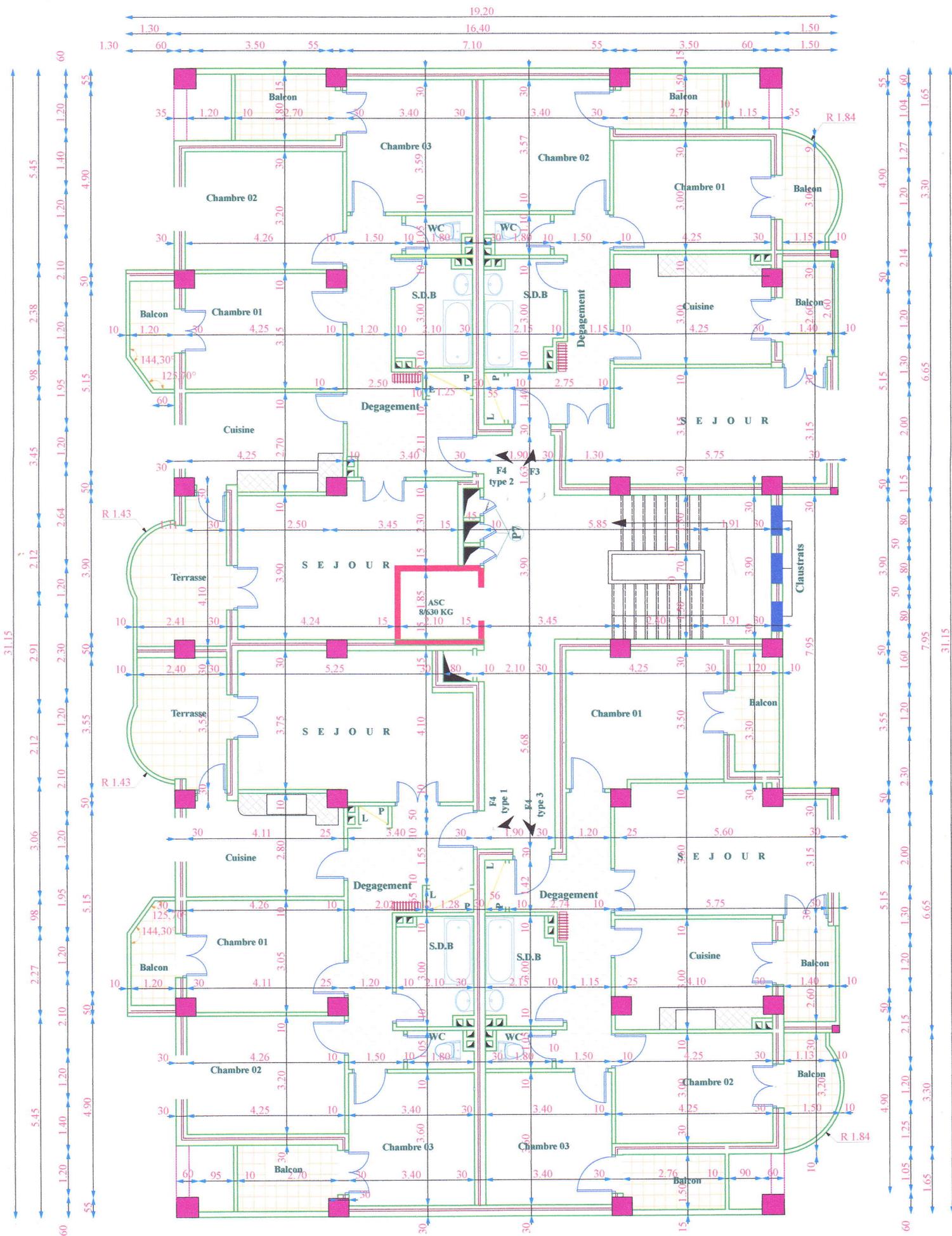


VUE EN PLAN SOUS-SOL

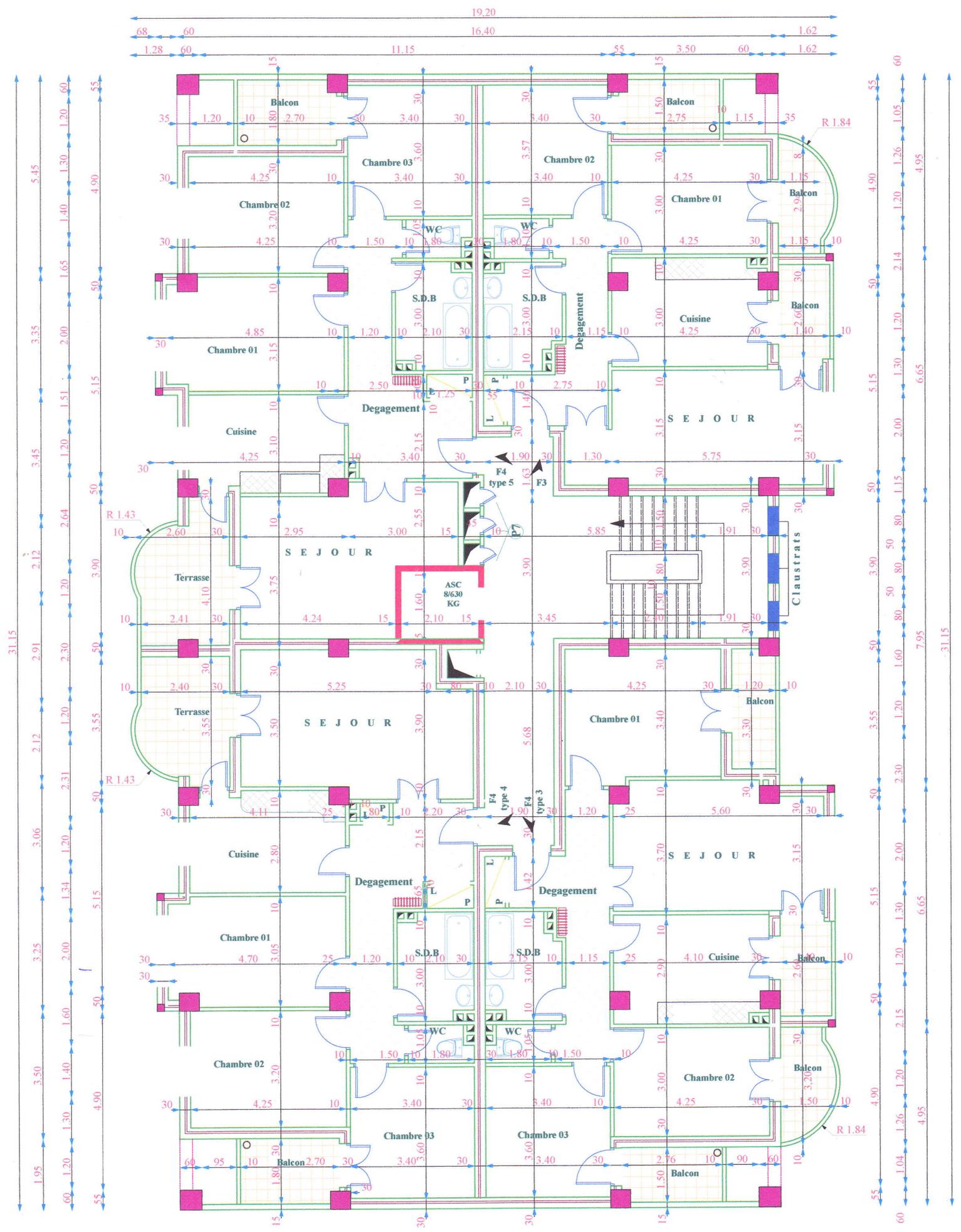
Ech : 1/100



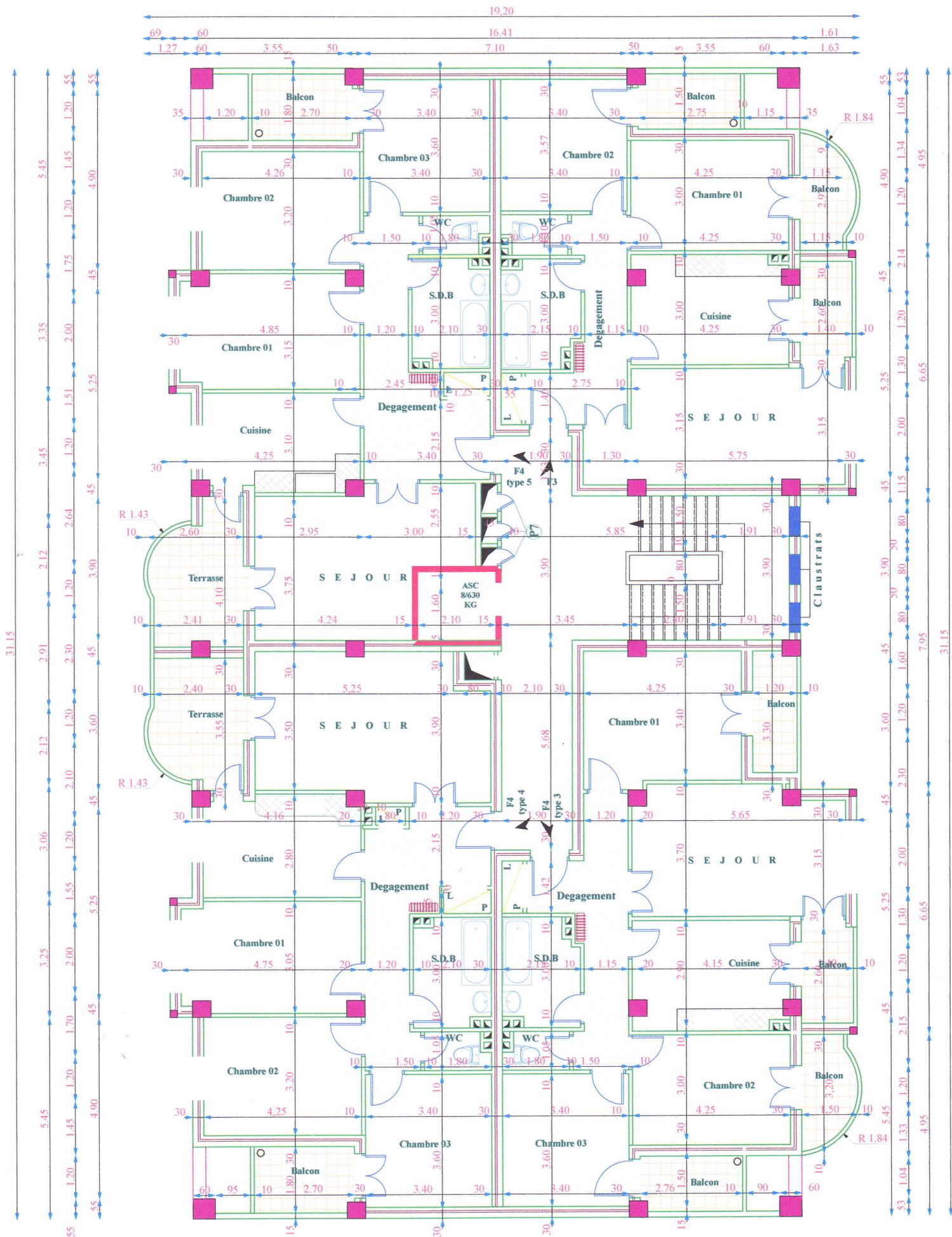
VUE EN PLAN ETAGES
(02) Ech :1/50



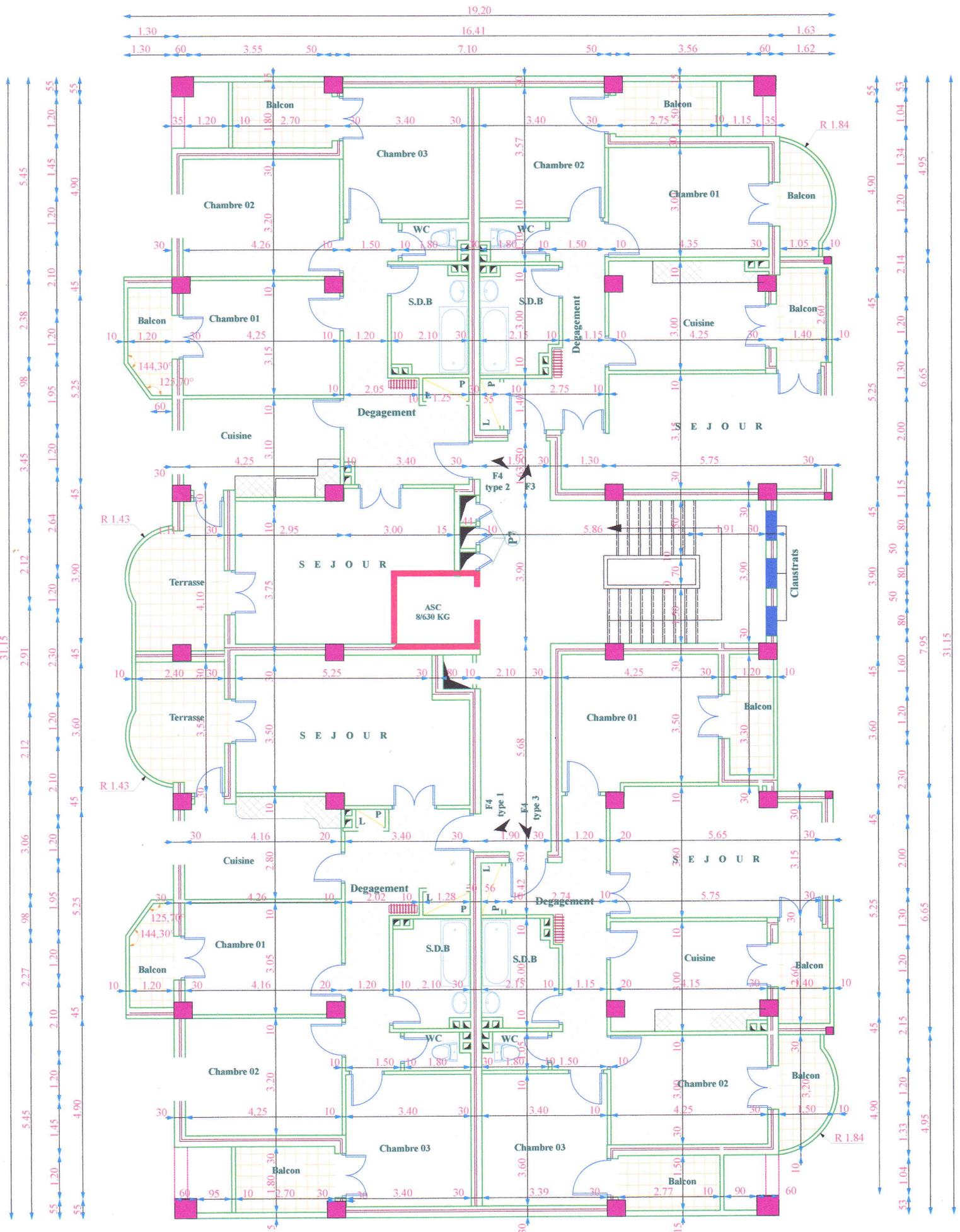
VUE EN PLAN ETAGES
(03) Ech :1/50



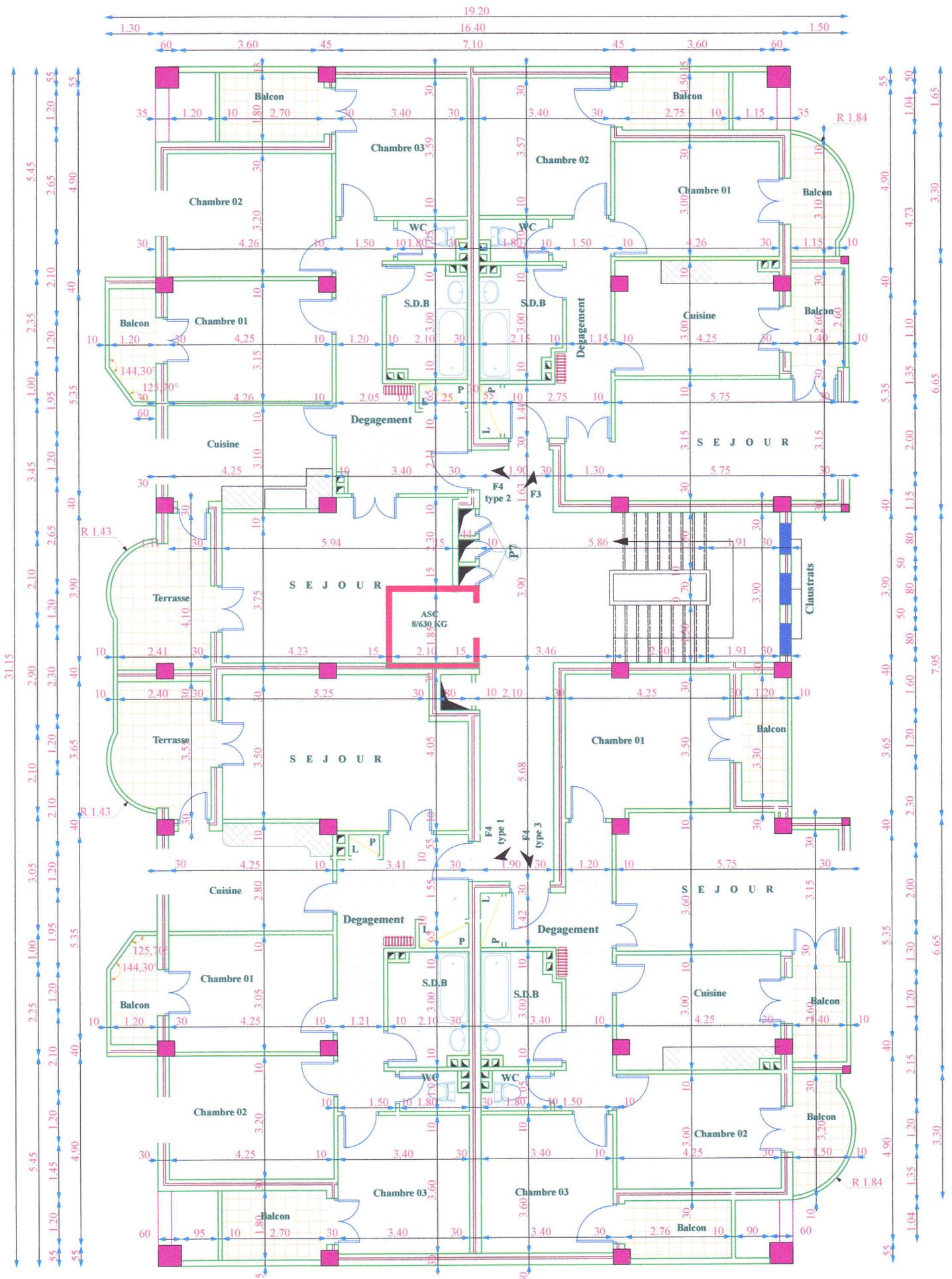
VUE EN PLAN ETAGES
(04,05) Ech :1/50



VUE EN PLAN ETAGES
(06 & 07) Ech :1/50



VUE EN PLAN ETAGES
(08) Ech : 1/50



VUE EN PLAN ETAGES
(09 & 10) Ech :1/50

