

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

Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+7+ Duplex+ 2 entres sols à
Usage Habitation contreventé par un système mixte

Présenté par :

BERKANE Idir

HARFOUCHE Yacine

Encadré par :

Mr : BOUKELLOUDA

Abdelhafid

Membres de jury :

Mr:LAICHAOUI

Mlle:BOUHGAMSA

Remerciement

*Toute notre gratitude et remerciement au dieu miséricordieux
qui nous a permis d'achever ce travail.*

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

*Nos plus vifs remerciements vont à notre promoteur M^r
BOUKELLOUDA Abdelhafid pour nous avoir guidé dans
notre travail.*

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes parents qui ont mis tous les moyens nécessaires pour
ma réussite.*

A ma Sœur Sissa et mon frère Ferhat

A ma grande mère

Mes oncles et tantes et cousins ainsi que leurs familles.

*Mes Frères et amis : Bader, Fafou, Rahim, Bogache, Fouad,
Rabah, Redha, Lamine, Sofiane, Fouzi, Walid*

Mon binôme : Yacine

A mes amis, amies et à tous ceux qui me sont chère.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes parents qui ont mis tous les moyens nécessaires pour
ma réussite.*

A mes Sœurs

Mes oncles et tantes et cousins ainsi que leurs familles.

Mes neveux et nièces

Mes Frères et amis : Rayane, Bachir, Hamsik, Hamza et Mami

Mon binôme : Idir

A mes amis, amies et à tous ceux qui me sont chère.

Table des matières

Chapitre I 1

I.1.	Présentation du projet.....	1
I.1.1.	Implantation de l'ouvrage	1
I.1.2.	Description architectural de l'ouvrage	1
I.1.3.	Données géotechnique du site.....	1
I.2.	Hypothèses de calcul aux états limites	1
I.2.1.	Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).....	1
I.2.2.	Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).....	2
I.3.	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	2
I.3.1.	Béton	2
I.3.2.	Acier.....	2
I.4.	Règlements et normes utilisés	3

Chapitre II

II.1.	Pré dimensionnement des planchers.....	4
II.1.1.	Plancher à corps creux	4
II.1.2.	Plancher à dalle pleine	7
II.2.	Pré dimensionnement des poutres	8
II.2.1.	Poutres Principales (PP).....	8
II.2.2.	Poutres Secondaires (PS)	8
II.2.3.	Poutres brisées :	8
II.2.4.	Poutres de chaînage :.....	8
II.3.	Pré dimensionnement des voiles	9
II.4.	Pré dimensionnement des escaliers :.....	9
II.5.	Evaluation des charges et des surcharges.....	14
II.6.	Pré dimensionnement des poteaux	16
II.7.	Conclusion.....	30

Chapitre III

III.1.	Introduction.....	31
III.2.	Calcul des planchers	31
III.2.1.	Plancher à corps creux	31
III.2.2.	Plancher à dalle pleine	48
III.3.	Etude de l'ascenseur	57
III.4.	Etude de l'acrotère.....	63
III.5.	Etude des escaliers.....	67
III.6.	Etude de la poutre brisée	81
III.7.	Conclusion	85

Chapitre IV

IV.1.	Introduction.....	86
IV.2.	Méthodes de calcul	86
IV.3.	Méthode statique équivalente	86
IV.3.1.	Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base).....	86
IV.3.2.	Méthode dynamique modale spectrale :.....	89
IV.4.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:.....	90
IV.4.1.	Disposition des voiles de contreventement:.....	90
IV.4.2.	Mode de vibration et taux de participation des masses :.....	90
IV.4.3.	Analyse du comportement de la structure :.....	91
IV.4.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	92
IV.4.5.	Justification de l'interaction voile-portique :.....	93
IV.4.6.	Vérification de l'effort normal réduit :	95
IV.4.7.	Vérification des déplacements:	95
IV.4.8.	Vérification de l'effet P-Delta:	96
IV.5.	Conclusion:	98

Chapitre V

V.1. Introduction	99
V.2. Etude des poutres.....	99
V.3. Etude des poteaux.....	103
V.4. Étude des voiles :.....	116

Chapitre VI

VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Etude des fondations.....	124
VI.2.1. Les différents types de fondation	124
VI.2.2. Choix du type des fondations.....	124
VI.3. Etude du mur adossé.....	136
VI.4. Conclusion	139

Table des figures

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	4
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (étage 1).....	5
Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles (entre sol 1)	6
Figure II.4. Coupe transversale des poutrelles.....	6
Figure II.5. Coupe transversale d'un voile	9
Figure II.6. Surface afférente du niveau 9 (poteau 1).....	17
Figure II.7. Surface afférente du niveau 8	17
Figure II.8. Surface afférente du niveau 7 – entre sol 1	17
Figure II.9. Surface afférente de l'entre sol 2.....	18
Figure II.10. Surface afférente en dessous de l'entre sol 2.....	18
Figure II.11. Surface afférente du niveau 9 (poteau 2).....	20
Figure II.12. Surface afférente du niveau 8	21
Figure II.13. Surface afférente de niveau 7 – entre sol 1.....	21
Figure II.14. Surface afférente de l'entre sol 2.....	21
Figure II.15. Surface afférente du niveau 9 (poteau 3).....	23
Figure II.16. Surface afférente du niveau 8	24
Figure II.17. Surface afférente du niveau 7	24
Figure II.18. Surface afférente de niveau 6 - RDC.....	24
Figure II.19. Surface afférente de l'entre sol 1	25
Figure II.20. Surface afférente de l'entre sol 2.....	25
Figure II.21. Surface afférente en dessous de l'entre sol 2.....	25
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	34
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées	34
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées	35
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 5 (Étages 7)	36
Figure III.5. Ferraillage de la dalle de compression.....	47
Figure III.6. Schéma de ferraillage de la dalle D2	56
Figure III.7. Schéma de ferraillage de la dalle D4	56
Figure III.8. Schéma de ferraillage de la dalle D _{ASC}	57
Figure III.9. Schéma statique et concept d'ascenseur	57
Figure III.10. Coupe transversale d'ascenseur	58
Figure III.11. Schéma représentant la surface d'impact.....	58
Figure III.12. Schéma de ferraillage du local machine	61
Figure III.13. Schéma de ferraillage la dalle pleine au-dessous del'ascenseur	63

Figure III.14. Modèle de calcul de l'acrotère	63
Figure III.15. Coupe transversale de l'acrotère.	63
Figure III.16. Section de l'acrotère à ferrailer	65
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	67
Figure III.18. Schéma de la volée 1 type 1	67
Figure III.19. Section d'escalier à ferrailer	69
Figure III.20. Schéma de ferrailage volée 1 type 1	71
Figure III.21. Schéma d'une volée 2 de l'entre sol 2	71
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la volée 2	73
Figure III.23. Schéma de ferrailage volée 3 type 1	74
Figure III.24. Schéma de ferrailage volée 4 type 1	76
Figure III.25. Schéma d'une volée 1	76
Figure III.26. Schéma de ferrailage volée 1 type 2	78
Figure III.27. Schéma de la volée 2 type 2.....	78
Figure III.28. Schéma de ferrailage de la volée 2 type 2.....	80
Figure III.29. Schéma de ferrailage volée 3 type 2	81
Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisé.....	81
Figure III.31. Schéma de ferrailage de la poutre brisé	85
Figure IV.1 Disposition des voiles.....	90
Figure IV.2. 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)	91
Figure IV.3. 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	92
Figure IV.4. 3 ^{ème} me mode de déformation (rotation suivant z-z).....	92
Figure V.1 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.	103
Figure V.2 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.	103
Figure V.3 Zone nodale.....	104
Figure V.4 Section réduite du béton	109
Figure V.5 Section d'un poteau	110
Figure V.6 Ferrailage des sections des poteaux	113
Figure V.7 Schéma de la zone nodale.	114
Figure V.8 Schéma d'un voile plein	117
Figure V.9 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.25m$	123
Figure.VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	125
Figure.VI.2. semelle filante sens x-x	125
Figure.VI.3. Dimension du radier.	126
Figure.VI.4. Zone de contact poteau- radier	127
Figure.VI.5. Schéma de ferrailage de radier.	130

Figure.VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.	132
Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	132
Figure.VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.	133
Figure.VI.9. Section à ferrailer.	133
Figure.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.	135
Figure.VI.11. Répartition des contraintes sur le mur.....	137
Figure.VI.12. Schéma de ferrailage du mur adossé.....	139

Table des tableaux

Tableau II.1 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	14
Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	14
Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine	14
Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine	15
Tableau II.5 Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	15
Tableau II.6 Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs	15
Tableau II.7 Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	15
Tableau II.8 Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	16
Tableau II.9 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	16
Tableau II.10 Résultats de la descente de charge du poteau (P1)	19
Tableau II.11 Résultats de la descente de charge du poteau (P2)	22
Tableau II.12 Résultats de la descente de charge du poteau (P3)	26
Tableau II.13 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	28
Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	30
Tableau II.15 Dimensions des poteaux	30
Tableau III.1 Types de poutrelles.....	33
Tableau III.2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	33
Tableau III.3 Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.....	34
Tableau III.4 Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions	36
Tableau III.5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1	38
Tableau III.6 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.	38
Tableau III.7 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 1 à l'étage5.....	38
Tableau III.8 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 6 ^{ème} étage.....	38
Tableau III.9 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7 ^{ème} étage (1 ^{er} niveau duplex).....	39
Tableau III.10 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 2 ^{ème} duplex	39
Tableau III.11 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.	39
Tableau III.12 Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.	39
Tableau III.13 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	45
Tableau III.14 Vérifications nécessaires à l'ELU	46
Tableau III.15 Vérification des contraintes à l'ELS	46
Tableau III.16 Vérifications de la flèche à l'ELS	46

Tableau III.17 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	47
Tableau III.18 Données des différents types de dalle pleine.....	48
Tableau III.19 Sollicitations maximales dans les dalles pleines	52
Tableau III.20 Vérification de l'effort tranchant.....	52
Tableau III.21 Calcul du ferrailage à l'ELU	52
Tableau III.22 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	53
Tableau III.23 Vérifications de la flèche à l'ELS	55
Tableau III.24 Ferrailage de la dalle D'ascenseur	60
Tableau III.25 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	61
Tableau III.26 Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	62
Tableau III.27 Vérification des contraintes.....	62
Tableau III.28 Combinaisons d'action de l'acrotère.....	64
Tableau III.29 Ferrailage de la volée 1 Type 1	69
Tableau III.30 Vérification de la flèche pour la volée 1	70
Tableau III.31 Ferrailage de la volée 2 type 1	72
Tableau III.32 Vérification de la flèche pour la volée 2 type 1	73
Tableau III.33 Ferrailage de la volée 3 type 1	73
Tableau III.34 Ferrailage de la volée 4 type 1	75
Tableau III.35 Ferrailage de la volée 1 type 2.....	76
Tableau III.36 Ferrailage de la volée 2 type 2	79
Tableau III.37 Ferrailage de la volée 3 type 2	80
Tableau III.38 Ferrailage de la poutre brisée.....	83
Tableau III.39 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.....	85
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	88
Tableau IV.2 Mode de vibration et taux de participation des masses	90
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	93
Tableau IV.4 Interactions sous charges verticales.....	93
Tableau IV.5 Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)	94
Tableau IV.6 Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)	94
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit	95
Tableau IV.8 Vérification des déplacements relatifs (x-x).....	96
Tableau IV.9 Vérification des déplacements relatifs (y-y).....	96
Tableau IV.10 Vérification des effets $P-\Delta$ (x-x).....	97
Tableau IV.11 Vérification des effets $P-\Delta$ (y-y).....	97
Tableau V.1 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003	99

Tableau V.2 Ferrailage des poutres principales et secondaires.	100
Tableau V.3 Vérification de l'effort tranchant.	101
Tableau V.4 Vérification au cisaillement.	102
Tableau V.5 Vérification de l'état limite de compression du béton.	102
Tableau V.6 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	104
Tableau V.7 Les sollicitations dans les poteaux.	105
Tableau V.8 Armatures longitudinale dans les poteaux	107
Tableau V.9 Armatures transversales adoptées pour les poteaux.	108
Tableau V.10 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.	110
Tableau V.11 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.	111
Tableau V.12 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	111
Tableau V.13 Ferrailage des sections des poteaux	113
Tableau V.14 Les moments résistants dans les poteaux.	115
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poutres.	115
Tableau V.16 Vérification de la zone nodale.	115
Tableau V.17 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.5m$	118
Tableau V.18 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2 m$	119
Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2 m$	119
Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1 m$	119
Tableau V.21 Résultats du ferrailage du voile $V_{x1}=1.25m$	119
Tableau V.22 Résultats du ferrailage du voile $V_{x2}=1.25m$	120
Tableau V.23 Résultats du ferrailage du voile $V_{y1}=2 m$	121
Tableau V.24 Résultats du ferrailage du voile $V_{y2}=2 m$	121
Tableau V.25 Résultats du ferrailage du voile $V_{y3}=2 m$	122
Tableau VI.1 Ferrailage du radier.	130
Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.	130
Tableau VI.3 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.	132
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.	133
Tableau VI.5 Sollicitations à l'ELS	133
Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage des nervures	134
Tableau VI.7 Résumé des résultats (vérification des contraintes).	135
Tableau VI.8 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	135
Tableau VI.9 Sections de ferrailage	137
Tableau VI.10 Vérification des contraintes	138
Tableau VI.11 Vérification des contraintes	139

NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

E :Module d'élasticité longitudinale,séisme.

G :Charges permanentes.

Q :Action variables quelconque.

S :Action dues à la neige.

W :Action dues au vent.

A_s :Aire d'un acier.

B :Aire d'une section de béton.

E :Module d'élasticité longitudinal.

E_b :Module de déformation longitudinale du béton.

E_i :Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s :Module d'élasticité de l'acier.

E_v :Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F:Force ou action en général.

I:Moment d'inertie.

L :Longueur ou portée.

M :Moment en général.

M_g :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q :Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

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 normale du aux charges verticales.

a: Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 :Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

F_{c28} et f_{t28} :Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g: Densité des charges permanentes.

h: Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

H_t : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

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

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j .

σ_g : Contrainte correspondant à g .

σ_q : Contrainte correspondant à q .

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

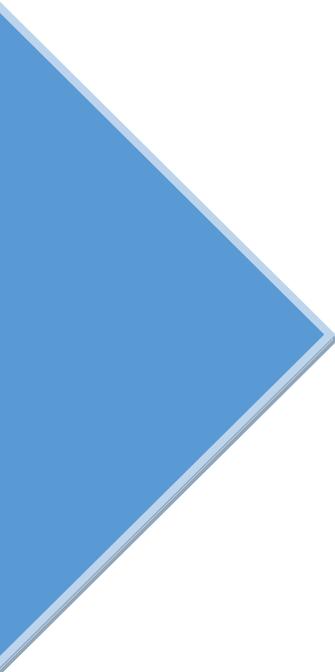
β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



Introduction général

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la « recherche fondamentale » orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes technique et la « recherche appliquée » pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que la résistance, la sécurité, l'économie et l'esthétique.

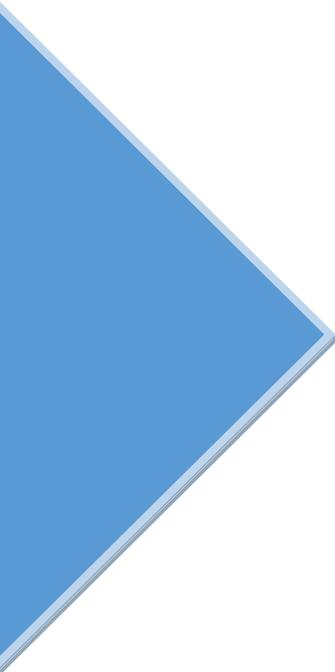
Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7 + duplex + 2 entres sols). Il est destiné à usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles+portique) étant donné qu'il est situé en zone II.a et qu'il dépasse les 14 mètre de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents code de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.

Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



CHAPITRE I

Généralités

Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet

Notre projet de fin de cycle consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7 +Deux entresols+duplex) en béton armé à usage d'habitation.

Ce dernier est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit SMINA, au centre de ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

1.2. Description architectural de l'ouvrage

✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions sont :

$$L_x = 13.13\text{m} \quad ; \quad L_y = 15.9 \text{ m}$$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris)..... 32,40 m

Hauteur de l'entre sol2.....03,06 m

Hauteur des étages courants+entre sol 1+RDC02,88 m

1.3. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,8 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2,5 m.
- Existence d'une nappe phréatique à partir de 4,20 m de profondeur, d'où la nécessité d'assurer un drainage d'eau périphérique.
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

2. Hypothèses de calcul aux états limites

2.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 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 %.

2.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

3. Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1. Béton

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \text{ pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \dots \dots \text{ durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ MPa.
- ✓ $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

3.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

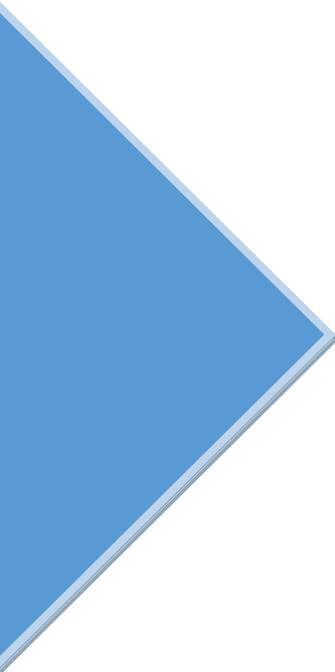
- ✓ Fe E400 = 400 MPa.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).

- ✓ $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentel).

4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Plancher à dalle pleine.

II.1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h=h_{cc} + h_{dc}$).

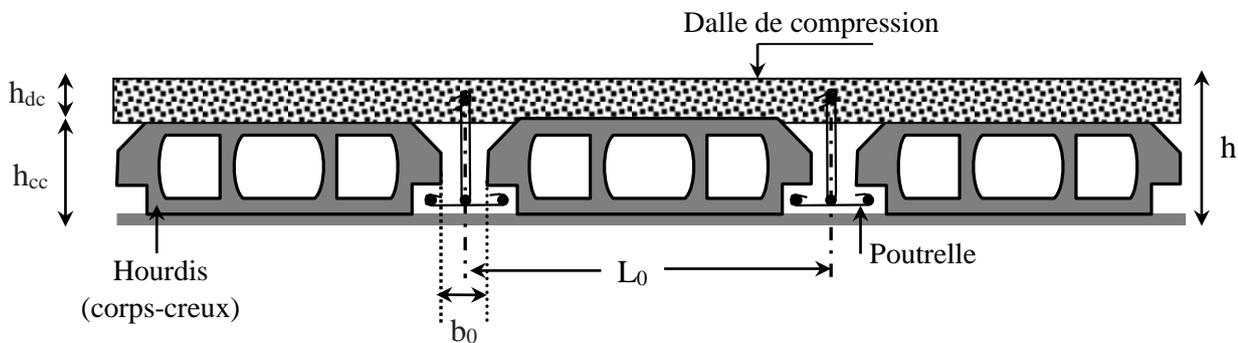


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4):

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

$$L_{max} = 4,35 - 0,3 = 4,05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{405}{22,5} \Rightarrow h \geq 18 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

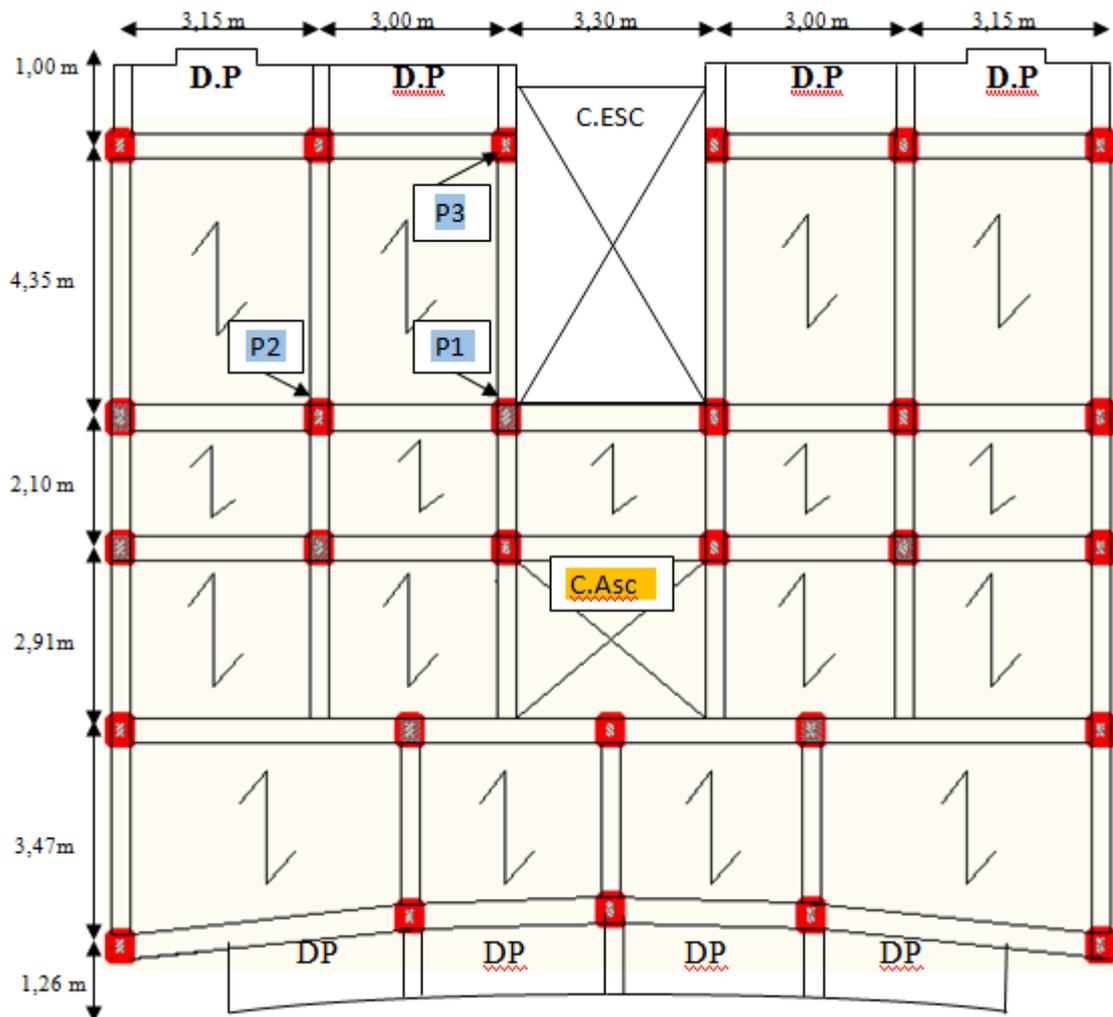


Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles (étage 1)

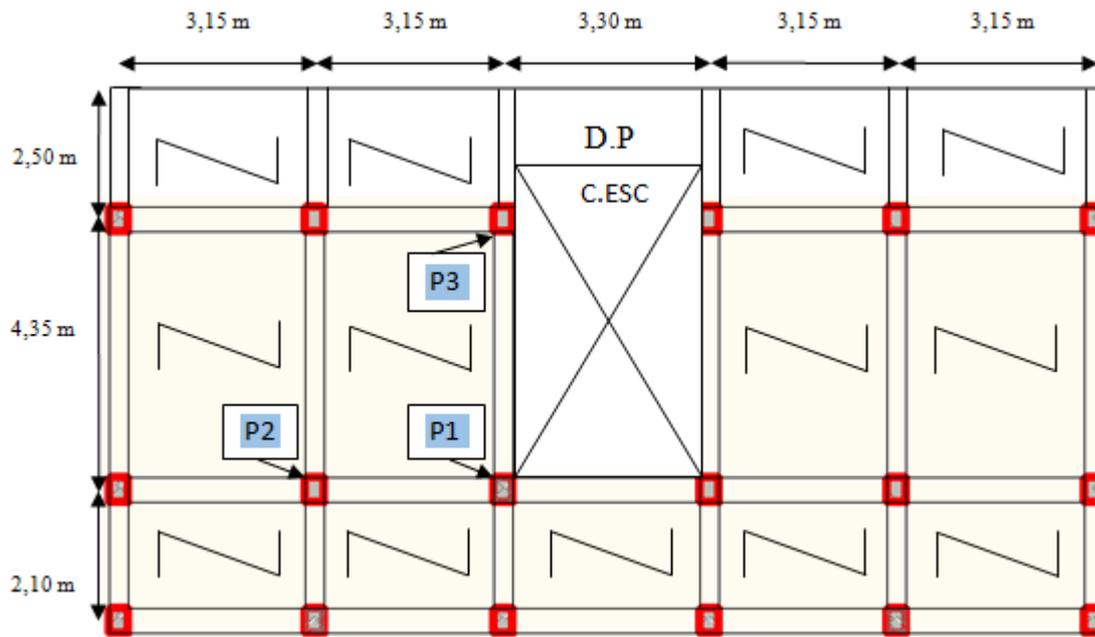


Figure II.3 Plan de disposition des poutrelles (entre sol 1)

Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis

dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 210 - 30 = 180 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 46 \text{ cm}$

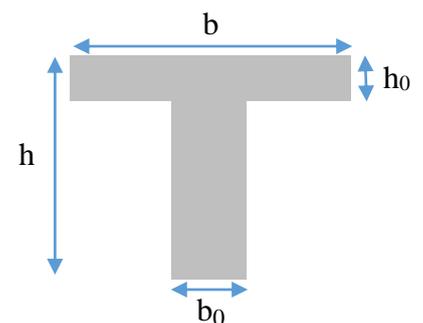


Figure II.4 Coupe transversale des poutrelles

II.1.2. Plancher à dalle pleine

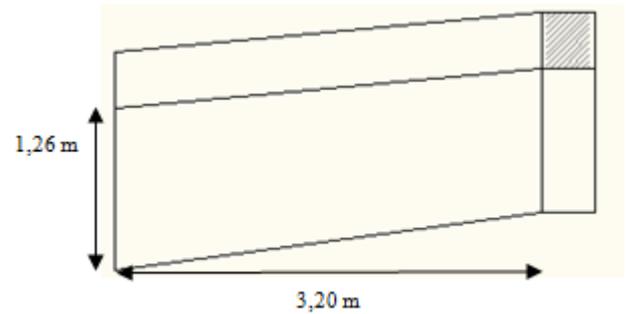
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

Types de dalles pleines :

Dalle sur deux appuis :

$L_x=1,26$ m et $L_y= 3,20$ m

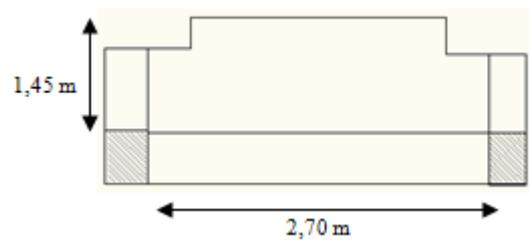
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,394 < 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \\ \text{on aura:} \\ e = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



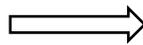
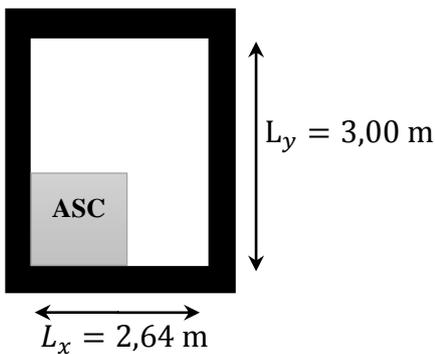
Dalle sur trois appuis :

$L_x=1,45$ m et $L_y=2,7$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,537 > 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/40 \leq e \leq L_x/35 \\ \text{on aura:} \\ e = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Dalle sur quatre appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,87 > 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ \text{on aura:} \\ e = 6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Critère de résistance au feu**

- $e \geq 07$ cm pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe feu

pour deux heures de coupe feu donc l'épaisseur des dalles pleines qu'on a soit : **e=12 cm**

II.2. Pré dimensionnement des poutres

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

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

II.2.1. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 4,60 - 0,30 = 4,30 \text{ m}$$

Donc $28,68 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.2. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 4,35 - 0,3 = 4,05 \text{ m}$$

$$27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.3. Poutres brisées :

$$L_{max} = 3,30 - 0,30 = 3,00 \text{ m}$$

Donc $20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

On prend $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.4. Poutres de chaînage :

$$L_{max} = 2,91 - 0,30 = 2,61 \text{ m}$$

Donc $17,4 \text{ cm} \leq h \leq 26,1 \text{ cm}$

On prend $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

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

Dans notre cas, tout les étages ont la même hauteur donc :

$$h_e = 308 - 20 = 288 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

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

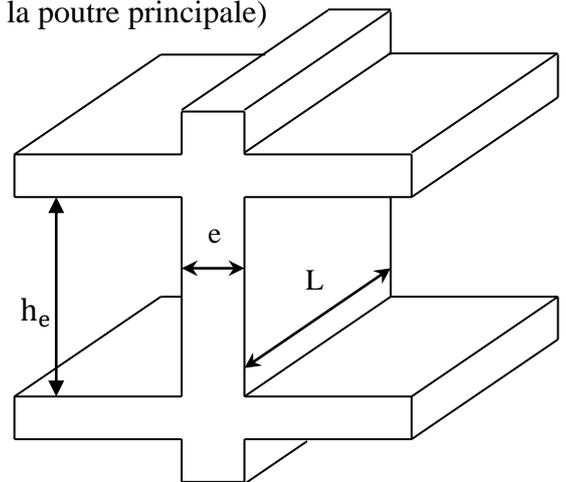


Figure II.5 Coupe transversale d'un voile

II.4. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

Type 1 (escalier à quatres volées) :

Première volée :

$$H_0=72 \text{ cm et } L_0=90 \text{ cm}$$

$$L_v = (72^2+90^2)^{1/2}=115 \text{ cm}$$

$$L = L_{p1} + L_v + L_{p2} = 430 \text{ cm}$$

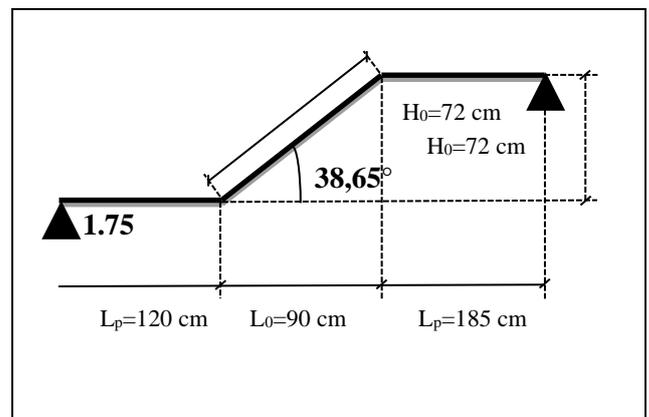
$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq e \leq 21 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

on aura:

on prend : $e = 17 \text{ cm}$

Calcul du nombre de marche et de

contre marche :



$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 298n + 144 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=4$

Le nombre de marche est 4 et contre marche est $n-1$ donc 3 marches

Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{72}{4} = 18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{72}{90}\right) = 38,65^\circ$$

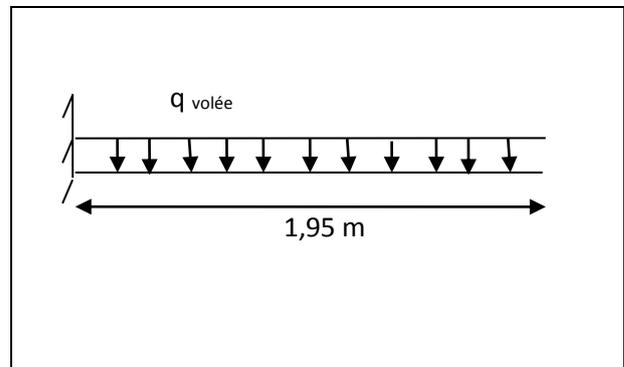
Deuxième volée :

Elle se détermine en satisfaisant

la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{195}{20} = 9,75 \text{ cm} \\ \text{on aura:} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

Soit $e = 17 \text{ cm}$



Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 166n + 72 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=2$ donc : Le nombre de contre marche est : 2

Le nombre de marches est $n-1=1$

Calcul du giron g et la hauteur de contre marche h :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{30}{1} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{36}{30}\right) = 50,19^\circ$$

Troisième volée :

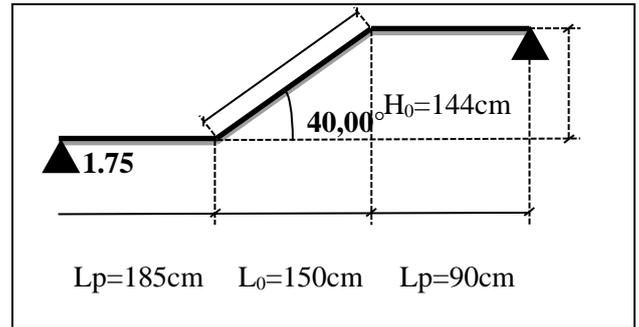
$L_0=150$ cm et $H_0=144$ cm

$$L=185+(150^2+144^2)^{1/2}+90=463\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 15,43 \text{ cm} \leq e \leq 23,15 \text{ cm}$$

on aura:
pour 2 heures de coupe feu

On prend : $e = 17$ cm



Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64+2H_0+L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - n + 252 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=7$ donc : Le nombre de contre marche est : 7

Le nombre de marches est $n-1=6$

Calcul du giron g et la hauteur de contre marche h :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{120}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{144}{7} = 20 \text{ cm}$$

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,44}{1,50}\right) = 44^\circ$$

Quatrième volée :

$H_0=108$ cm et $L_0=150$ cm

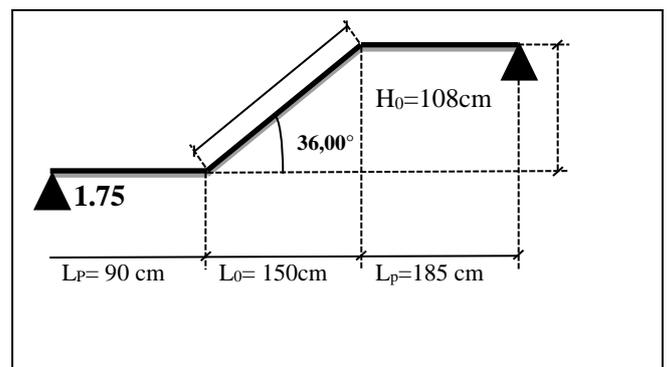
$L_p= 155$ cm

$$L=185+ (150^2+108^2)^{1/2}+90=460\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 15,33 \text{ cm} \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

on aura:
pour 2 heures de coupe feu

On prend : $e = 17$ cm



Calcul de nombres de marches et contres marches :

$$64n^2 - (64+2H_0+L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 430n + 216 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=6$

Le nombre de contre marche est 6 et le nombre de marches est $n-1$ donc 5 marches

Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$h=(H_0/3)=(108/6)=18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{108}{150}\right) = 36^\circ$$

Type 2 (Escalier droit à trois volées) :

Première volée :

Epaisseur de la paillasse :

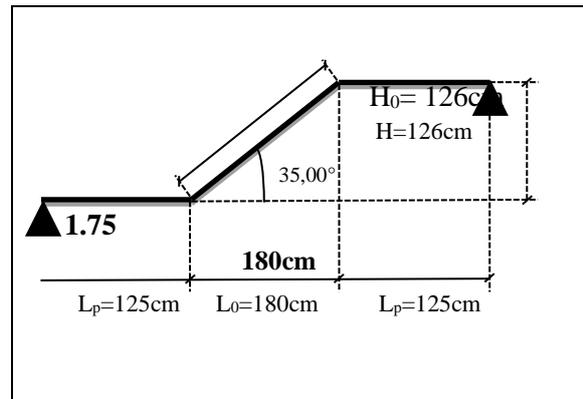
La longueur développée est : $L=L_v+L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier

$L_0=180\text{cm}$ et $H_0=126\text{cm}$

$$L=125+90+(180^2+126^2)^{1/2}=470\text{cm}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 14,49 \text{ cm} \leq e \leq 21,73 \text{ cm}$$

on aura:

..... pour 2 heures de coupe feu

On prend : $e = 17\text{cm}$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a $L_0=1,8 \text{ m}$; $H_0=1,26 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64+2H_0+L_0)n + 2H_0=0$$

$$64n^2 - (64+2 \times 126+180)n + 2 \times 126=0$$

$$64n^2 - 496n + 252=0$$

La résolution de cette équation est $n=7$ donc : Le nombre de contre marche est : 7

Le nombre de marches est $n-1=6$

Calcul du giron g et la hauteur de contre marche h :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{126}{7} = 17 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,26}{1,80}\right) = 35^\circ$$

Deuxième volée :

- **Epaisseur de la paille (e)**

Elle se détermine en satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{65}{20} = 3,25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right. \text{ on aura:}$$

Soit $e = 17 \text{ cm}$

Calcul de nombres de marches et contres marches :

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 232n + 108 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=3$

Le nombre de marche est 3 et contre marche est $n-1$ donc 2 marches

Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$h = (H_0/3) = (54/3) = 18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{60}{54} \right) = 48^\circ$$

Troisième volée :

$H_0 = 108 \text{ cm}$ et $L_0 = 150 \text{ cm}$

$L_p = 155 \text{ cm}$

$$L = 185 + (150^2 + 108^2)^{1/2} + 96 = 460 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 15,33 \text{ cm} \leq e \leq 23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right. \text{ on aura:}$$

On prend : $e = 17 \text{ cm}$

Calcul de nombres de marches et contres marches :

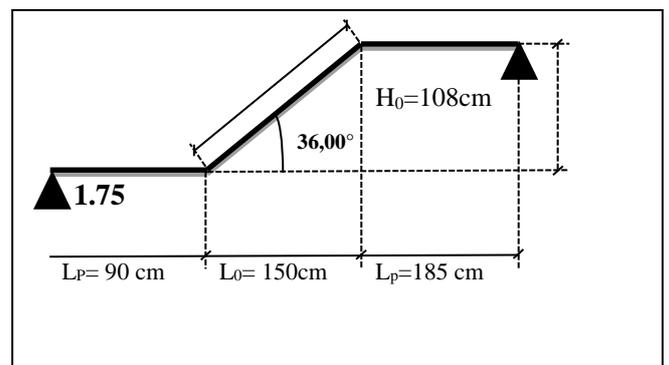
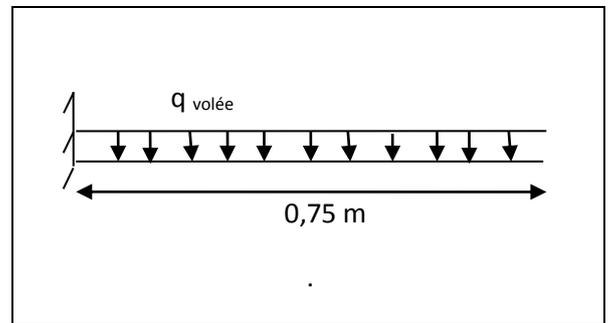
$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 430n + 216 = 0$$

La résolution de cette équation est $n=6$

Le nombre de contre marche est 6 et le nombre de marches est $n-1$ donc 5 marches

Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :



$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$h=(H_0/3)=(108/6)=18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{108}{150}\right) = 36^\circ$$

II.5. Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.1 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (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	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,28
Q étages courant				1,5

Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,25
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,12	3,00
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27

Charge permanent G	6,40
charge d'exploitation Q	1

Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,00
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.5 Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
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	0,015	0,27
Charge permanent G				4.43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.6 Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,74

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

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Type 1				Type 2		
				Volée 1	Volée 2	Volée 3	Volée 4	Volée 1	Volée 2	Volée 3
1	dalle pleine	25	e/cos(α)	5,44	6,64	5,55	5,25	5,19	6,35	5,25
2	Carrelag Horizon	20	0,02	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

e	tal									
	Vertical	20	0,02h/g	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
3	Mortier de pose	Horizon tal	20	0,02	0,40	0,40	0,40	0,4	0,40	0,40
		Vertical	20	0,02h/g	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
4	Enduit de ciment	18	$0,015/\cos(\alpha)$	0,34	0,42	0,33	0,33	0,33	0,40	0,33
5	poids des marches	22	h/2	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98
6	Garde de corps	/	/	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)				9,64	10,92	9,74	9,44	9,38	10,61	9,44

Tableau II.8 Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (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	0,015	0,27
Charge permanent G				5,68
charge d'exploitation Q				2,5

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

- P1 : poteau au niveau de la cage d'escalier.
- P2 : poteau central.
- P3 : poteau de rive.

Tableau II.9 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
RDC	50×50	18
Entresol 1 et 2		
Etages 1 et 2	45 × 45	14,58
Etages 3 et 4	40 × 40	11,52
Etages 5 et 6	35 × 35	8,82
Etages 7	30 × 30	6,48

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau : $H_e = 2,88 \text{ m}$ pour tout les étages

II.6.1. Pré dimensionnement du Poteau (P1)

Surfaces afférentes

T.I : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux.

PP : poutre principale ; **PS**: poutre secondaire ; **PC** : poutre de chaînage ; **C.Co** : charge concentrée

➤ **Niveau 9 (Terrasse inaccessible)**

$$\begin{cases} S1 = 3,037 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,025 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,850 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,025 = 6,075 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,481 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,556 \text{ KN}$$

➤ **Niveau 8 (2^{ème} niveau duplex)**

$$\begin{cases} S1 = 3,037 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,925 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,850 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,925 = 8,775 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,481 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,256 \text{ KN}$$

Du 1^{er} niveau duplex à l'entre sol 1 :

$$\begin{cases} S1 = 2,835 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,850 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 8,55 \text{ KN} \\ g_{ps} = 7,678 \text{ KN} \end{cases}$$

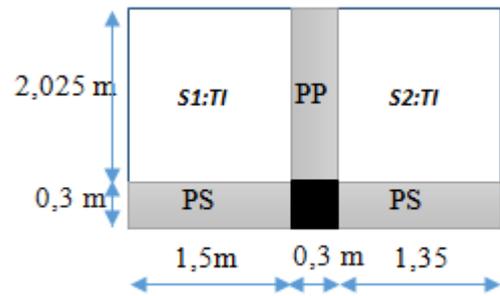


Figure II.7. Surface afférente du niveau 9

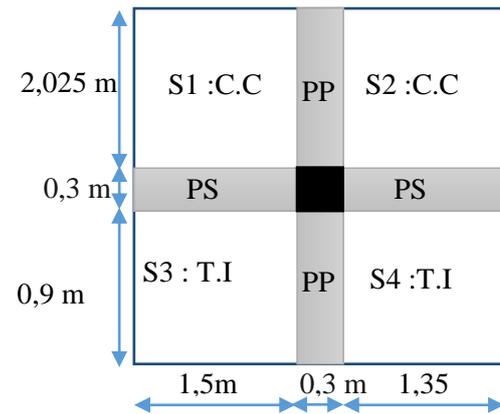


Figure II.7 Surface afférente du niveau 8

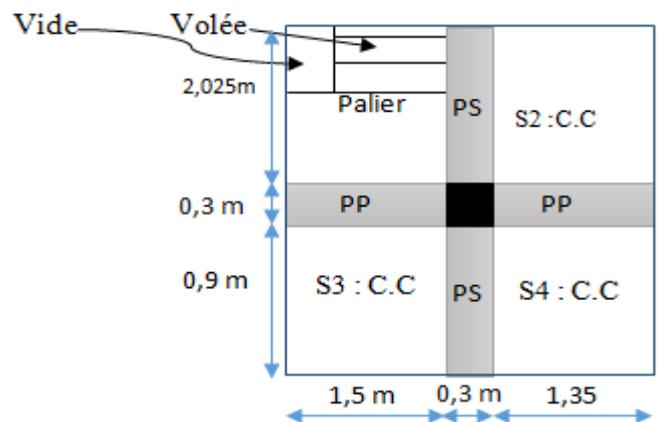


Figure II.8. Surface afférente du niveau 7 → entre sol 1

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,228 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * S_v = 7,85 * 0,81$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 6,36 \text{ KN}$$

$$g_{palier} = G_p * S_p = 4,43 * 2,025$$

$$\Rightarrow g_{palier} = 8,971 \text{ KN}$$

Niveau entre sol 2 :

$$\begin{cases} S1 = 2,834 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{ps} = 2,850 \text{ m} \\ L_{pp} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{ps} = 7,481 \text{ KN} \\ g_{pp} = 8,775 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{p.b} = 0,3 * 0,3 * 1,67 * 25 = 3,757 \text{ KN}$$

$$g_{poutres} = 20,013 \text{ KN}$$

En dessous de l'entre sol 2 :

$$S = 3,037 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} L_{ps} = 1,5 \text{ m} \\ L_{pp} = 2,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{ps} = 3,937 \text{ KN} \\ g_{pp} = 6,075 \text{ KN} \end{cases}$$

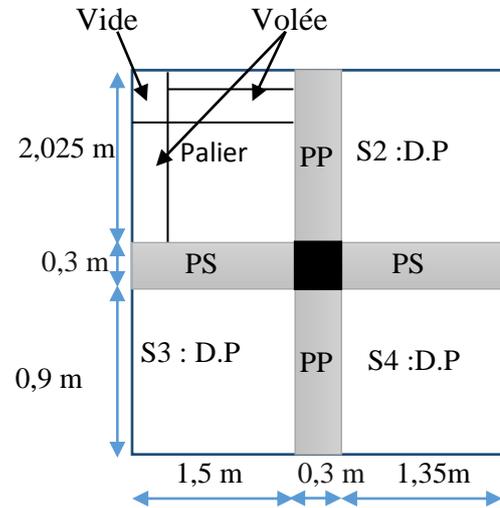


Figure II.9 Surface afférente de l'entre sol 2

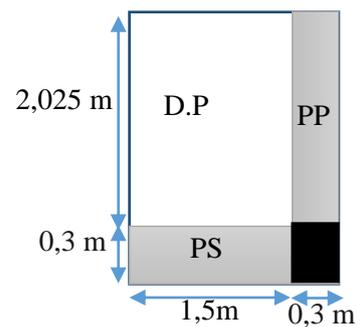


Figure II.10 Surface afférente en dessous de l'entre sol 2

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

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

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

Tableau II.10 Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Terrasse inaccessible	0	Plancher	36,069	5,771
		Poutres	13,556	
		Poteau	6,48	
	SOMME		56,105	5,771
2 ^{ème} niveau duplex	1	Venant de 9	56,105	11,22
		Plancher	46,502	
		Poutres	16,256	
	Poteau	6,480		
SOMME		128,04	11,22	
1 ^{er} niveau duplex	2	venant de 8	128,04	32,73
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	6,480		
SOMME		191,159	32,73	
étage 6	3	venant de 7	191,159	46,757
		Plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	8,820		
SOMME		259,515	46,757	
étage 5	4	venant de 6	259,515	59,066
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	8,820		
SOMME		328,263	59,066	
étage 4	5	venant de 5	328,263	69,659
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	11,520		
SOMME		399,319	69,659	
étage 3	6	venant de 4	399,319	78,536
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	11,520		
SOMME		470,375	78,536	
étage 2	7	venant de 3	470,375	87,295
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
	poteaux	14,580		
SOMME		544,491	87,295	
étage 1	8	venant de 2	544,491	96,067

		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
		poteaux	14,580	
		SOMME	618,607	
RDC	9	venant de 1	618,607	104,771
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
		poteaux	18,000	
		SOMME	696,485	
Entre sol 1	10	venant de l'entresol	696,485	113,450
		plancher	27,979	
		Escalier	15,329	
		poutres	16,228	
		poteaux	18,000	
		SOMME	773,679	
Entre sol 2	11	venant de l'entre sol 1	773,679	125,482
		Plancher	28,773	
		Escalier	15,840	
		poutres	20,013	
		poteaux	18,00	
	SOMME	856,305	125,482	
	12	venant de l'entre sol 2	856,305	128,090
		Plancher	16,491	
		Poutres	10,012	
		Poteaux	4,500	
SOMME		887,307	128,090	
ELU			1,35G = 1197,864 KN	1,5Q = 192,135
Effort normal à la base du poteau			N_u' = 1390 KN	

II.6.2. Pré dimensionnement du Poteau centrale (P2)

Les surfaces afférentes :

➤ Niveau 9 (Terrasse inaccessible)

$$\begin{cases} S1 = 2,885 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,025 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,775 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,025 = 6,075 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,284 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,359 \text{ KN}$$

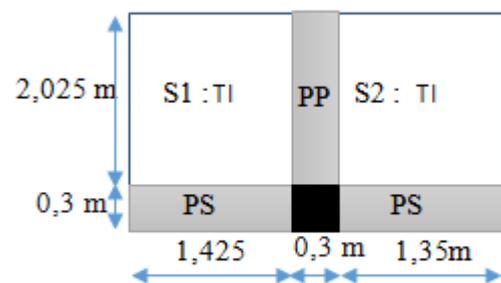


Figure II.11. Surface afférente du niveau 9

Niveau 8 (2^{ème} niveau duplex) :

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PP} = 2,925 \text{ m} \\ L_{PS} = 2,775 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PP} = 8,775 \text{ KN} \\ g_{PS} = 7,284 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,06 \text{ KN}$

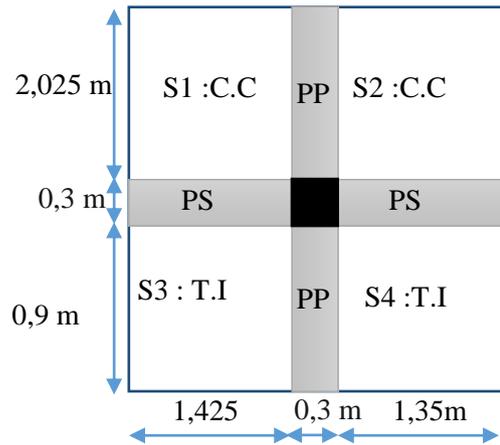


Figure II.12 Surface afférente du niveau 8

Du 1^{er} niveau duplex à l'entre sol 1 :

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,925 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,775 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,678 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,325 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,00 \text{ KN}$

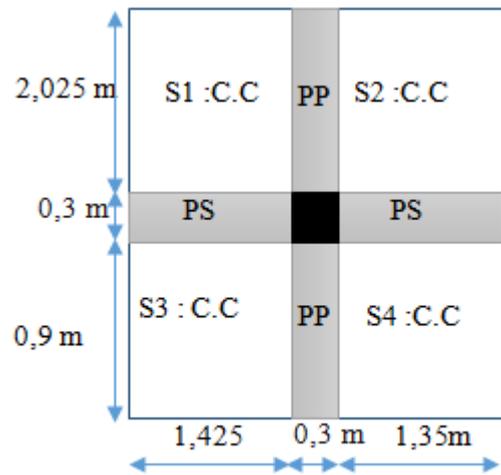


Figure II.13. Surface afférente du niveau 7 -> entre sol 1

Entre sol 2 :

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,775 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,284 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,775 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,06 \text{ KN}$

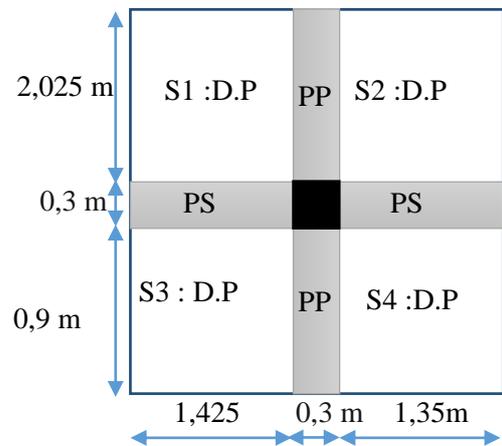


Figure II.14 Surface afférente de l'entre sol 2

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P2) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Etage	Niveau	Elément	pois propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Terrasse inaccessible	0	Plancher	35,119	5,619
		Poutres	13,359	
		Poteaux	6,480	
	SOMME		54,958	5,619
2 ^{ème} niveau duplex	1	Venant de 9	54,958	16,546
		Plancher	45,280	
		Poutres	16,060	
	Poteaux	6,480		
SOMME		122,778	16,546	
1 ^{er} niveau duplex	2	venant de 8	122,778	23,102
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,000	
	Poteaux	6,480		
SOMME		188,116	23,102	
étage 6	3	venant de 7	188,116	39,132
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
	Poteaux	8,820		
SOMME		255,794	39,132	
étage 5	4	venant de 6	255,794	45,953
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
	Poteaux	8,820		
SOMME		323,472	49,953	
étage 4	5	venant de 5	323,472	53,321
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
	Poteaux	11,520		
SOMME		393,850	53,321	
étage 3	5	venant de 4	393,850	59,470
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
	Poteaux	11,520		
SOMME		464,228	59,470	
étage 2	6	venant de 3	464,228	65,578
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
	Poteaux	14,580		

		SOMME	537,666	65,578
Etage 1	7	venant de 2	537,666	71,723
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
		Poteaux	14,580	
	SOMME	611,104	71,723	
RDC	8	venant de 1	611,104	77,838
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
		Poteaux	18,00	
	SOMME	687,962	77,838	
Entre sol 1	9	venant de RDC	687,962	83,945
		Plancher	42,858	
		Poutres	16,00	
		Poteaux	18,00	
	SOMME	764,820	83,945	
Entre sol 2	10	Venant de l'entre sol 1	764,820	95,215
		Plancher	44,075	
		Poutres	16,060	
		Poteaux	18,00	
	SOMME	842,955	95,215	
		ELU	1,35G = 1137,989	1,5Q = 142,225
		Effort normal a la base du poteau	Nu'=1280,811 KN	

II.6.3. Pré dimensionnement du poteau de rive (P3) :

Les surfaces afférentes :

Niveau 9 (terrasse inaccessible) :

$$\begin{cases} S1 = 1,687 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,875 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,308 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,565 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,85 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,96 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 8,88 \text{ KN} \\ g_{PP} = 7,48 \text{ KN} \end{cases}$$

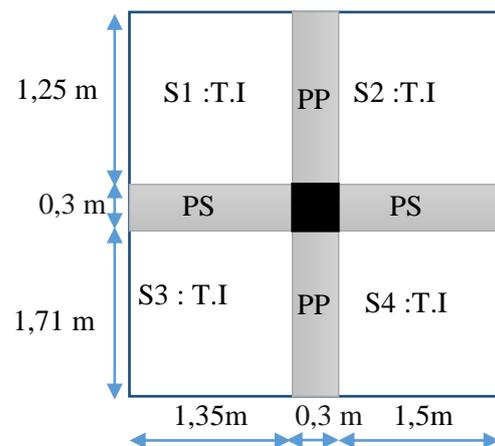


Figure II.15 Surface afférente du niveau 9

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,36 \text{ KN} \quad g_{acrotère} = 2,545 * (1,35 + 1,5 + 0,3) = 8,017 \text{ KN}$$

Niveau 8 : 2^{ème} niveau duplex :

$$\begin{cases} S1 = 1,687 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,875 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,85 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,275 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,481 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,825 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 17,306 \text{ KN}$$

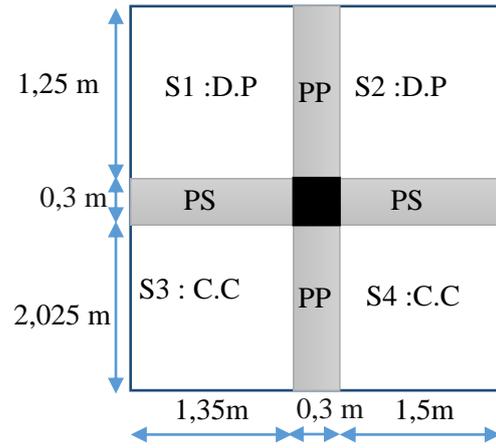


Figure II.16 Surface afférente du niveau 8

Niveau 7 (1^{er} niveau duplex) :

$$\begin{cases} S1 = 2,090 \text{ m}^2 \\ S2 = 0,750 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 3,575 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 9,384 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 21,421 \text{ KN}$$

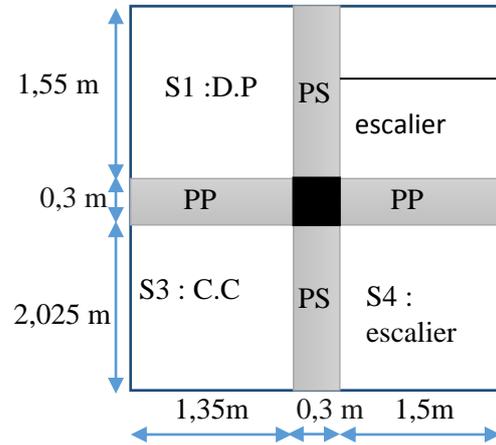


Figure II.17 Surface afférente du niveau 7

Du l'étage 6 à RDC :

$$\begin{cases} S1 = 1,080 \text{ m}^2 \\ S2 = 0,750 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,825 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,416 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 19,453 \text{ KN}$$

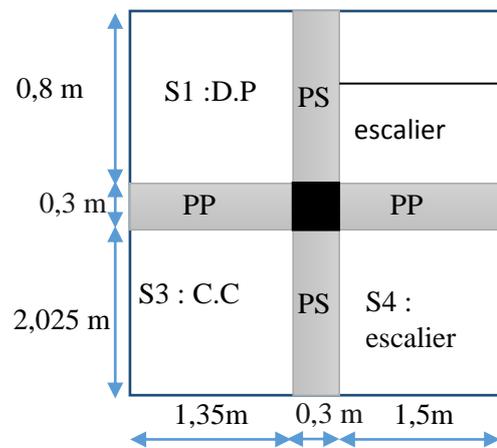


Figure II.18 Surface afférente de niveau 6 à RDC

Entre sol 1 :

$$\begin{cases} S1 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,725 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 3,025 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,941 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 19,978 \text{ KN}$$

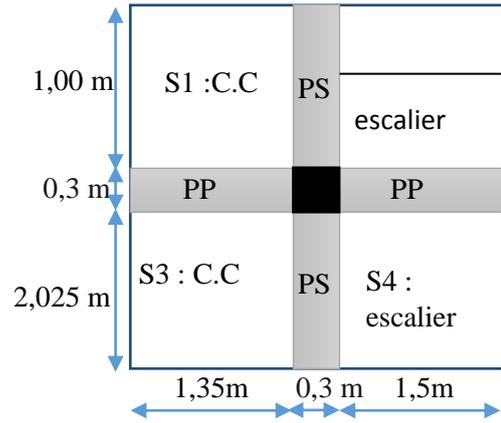


Figure II.19 Surface afférente de l'entre sol 1

Entre sol 2 :

$$\begin{cases} S1 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 1,35 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 3,544 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 12,619$$

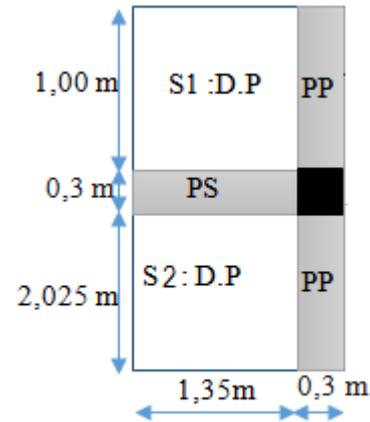


Figure II.20. Surface afférente de l'entre sol 2

En dessous de l'entre sol 2 :

$$\begin{cases} S1 = 1,500 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 1,5 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 3,938 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,02$$

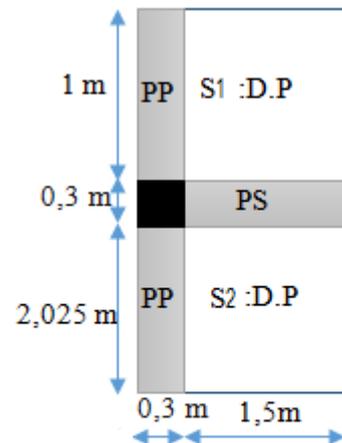


Figure II.21. Surface afférente en dessous de l'entre sol 2

Tableau II.12 Résultats de la descente de charge du poteau (P3)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
	0	Plancher	52,719	11,585
		Poutres	16,360	
		Poteau	6,480	
	SOMME		75,559	11,585
2^{ème} niveau duplex	1	Venant de la T.I	75,559	29,146
		Plancher	49,816	
		Poutres	17,306	
	SOMME		149,161	29,146
1^{er} niveau duplex	2	venant de 8	149,161	46,121
		plancher	25,796	
		Escalier	21,861	
		poutres	21,421	
		poteaux	6,480	
SOMME		224,719	46,121	
étage 6	3	venant de 7	224,719	58,947
		Plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	8,820	
SOMME		295,152	58,947	
étage 5	4	venant de 6	295,152	70,141
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	8,820	
SOMME		365,585	70,141	
étage 4	5	venant de 5	365,585	79,171
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	11,520	
SOMME		438,718	77,171	
étage 3	6	venant de 4	438,718	87,654
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	11,520	
SOMME		511,851	87,654	
étage 2	7	venant de 3	511,851	95,618
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	14,580	
SOMME		588,044	95,618	
étage 1	8	venant de 2	588,044	103,684
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	14,580	

		SOMME	664,237	103,684
RDC	9	venant de 1	664,237	111,738
		plancher	20,299	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,453	
		poteaux	18,00	
	SOMME	743,850	111,738	
Entre sol 1	10	venant de l'entresol	743,850	119,858
		plancher	26,249	
		Escalier	21,861	
		poutres	19,978	
		poteaux	18,000	
	SOMME	829,938	119,858	
Entre sol 2	11	venant de l'entre sol 1	829,938	124,083
		Plancher	22,176	
		poutres	12,619	
		poteaux	18,00	
	SOMME	882,733	124,083	
	12	venant de l'entre sol 2	882,733	129,083
		Plancher	24,636	
		Poutres	13,012	
		Poteaux	4,500	
	SOMME	924,881	129,163	
		ELU	1,35G = 1248,589 KN	1,5Q = 193,744
		Effort normal à la base du poteau	N_u' = 1442,333 KN	

En résumé :

$$N'_u(P1) = 1390 \text{ KN}$$

$$N'_u(P2) = 1280,811 \text{ KN}$$

$$N'_u(P3) = 1442,333 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P3) de rive .

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

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

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

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1442,333$$

$$N_u = 1586,566 \text{ KN.}$$

II.6.4 Vérifications à faire**Vérification à la compression simple****Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau du vide sanitaire (50*55)cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1586,566 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,112 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base (poteau du vide sanitaire) $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0,112 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.13 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
9	131,320	0,09	0,0108	Vérifiée
8	269,595	0,09	0,0190	Vérifiée
7	409,807	0,1225	0,4098	Vérifiée
6	535,625	0,1225	0,0377	Vérifiée
5	658,626	0,16	0,0464	Vérifiée
4	778,827	0,16	0,0548	Vérifiée
3	917,869	0,2025	0,0646	Vérifiée
2	1031,015	0,2025	0,0726	Vérifiée
1	1157,471	0,25	0,0815	Vérifiée
RDC	1275,619	0,25	0,0898	Vérifiée
ES1	1430,223	0,25	0,1007	Vérifiée
ES2	1515,595	0,25	0,1067	Vérifiée
ES2'	1586,566	0,25	0,1117	Vérifiée

Vérification au flambement :

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

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)

- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

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

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau à la base (poteau du vide sanitaire)

On a : $L_0 = 2,88 - 0,4 = 2,48 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,736 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,5^2}{12}} = 0,1443 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1,736 / 0,1443 = 12,03 < 50$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,830$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$$B_r = 0,2304 \text{ m}^2 > 0,0869 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br^{calc}	
9	131,320	0,0866	20,046	0,797667	0,0784	0,0075	Vérifiée
8	269,595					0,0154	
7	409,807					0,0234	
6	535,625	0,1010	17,188	0,810888	0,1089	0,0301	Vérifiée
5	658,626					0,0369	
4	778,827	0,1155	15,030	0,819765	0,1444	0,0432	Vérifiée
3	917,869					0,0509	
2	1031,015	0,1299	13,364	0,825917	0,1849	0,0568	Vérifiée
1	1157,471					0,0638	
RDC	1275,619	0,1443	13,030	0,827074	0,2304	0,0702	Vérifiée
ES1	1430,223					0,0787	
ES2	1515,595					0,0834	
ES'	1586,566					0,0873	

Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

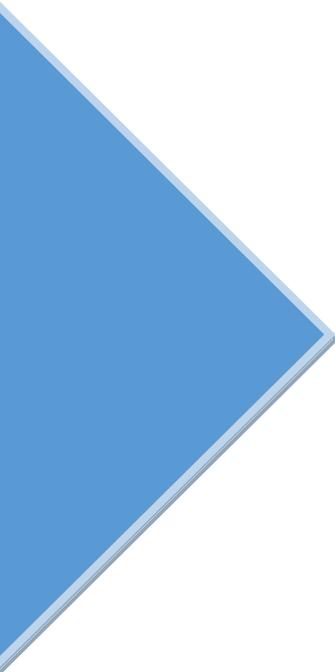
II.7. Conclusion

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

- Plancher à corps creux (16+4) cm
- Dalles pleines : e = 12 cm
- Epaisseur des paillasse e = 17 cm
- Epaisseur des Voiles : 15 cm
- Poutres Principales (30×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×35) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.15 Dimensions des poteaux

Niveaux	Les entre sols et RDC	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	7 ^{ème} étage et 2 ^{ème} duplex
Dimensions	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30



CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1. Introduction

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

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

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

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

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

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle;
- ✓ Dalle de compression.

Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

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

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

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

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

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

❖ Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

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

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

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

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

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

Avec :

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

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

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

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

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

❖ Condition d'application

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

❖ Principe de la méthode

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

❖ Application de la méthode

Moment en travée :

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

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

Moment en appui

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

Avec :

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

Efforts tranchants

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

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

Avec :

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

Remarque

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

➤ **Types de poutrelles**

On distingue six types de poutrelles :

Tableau III.1 Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	

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

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

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

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

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

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1 et 5	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 2,3,4,6 et	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot

7			minorée
Type 8 et 9	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

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

2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5)

➤ Schéma statique

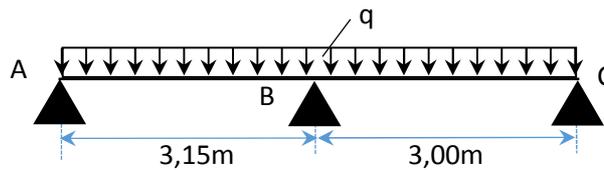


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle

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

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

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher	05,28	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,378$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,096$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,780$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,407$

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

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

Calcul des moments

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7,561 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,466 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

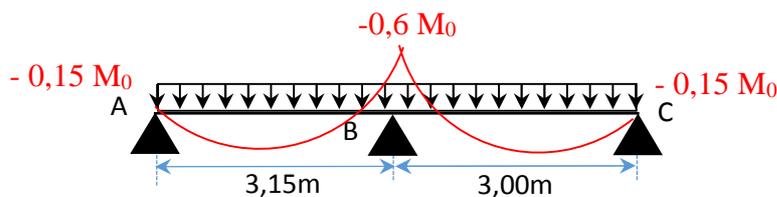


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 4,537 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 3,280 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appuis de rives

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

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

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

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 1,134 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 0,820 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées

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

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{6,780} = 0,221$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,07 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,07 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,633 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0,77 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 5,822 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 4,209 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

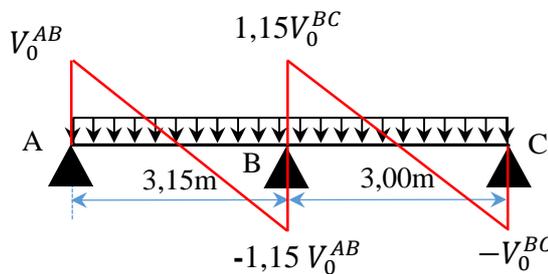


Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 9,601 \text{ KN} \\ V_B = -11,041 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 10,616 \text{ KN} \\ V_C = -9,144 \text{ KN} \end{cases}$

2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5)

➤ **Schéma statique**

q_1 (charge du plancher étage courant)

q_2 (charge du plancher terrasse inaccessible)

les deux charges sont différentes

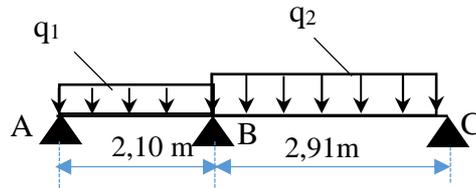


Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle type 5 (Étages 7)

➤ **Combinaisons d’actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle**

Tableau III.4 Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d’actions

Désignation	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Étage 7	G ₁ = 5,28	Q ₁ = 1,5	0,65	ELU	P ₁ = 9,378	q ₁ = 6,096
					P ₂ = 10,687	q ₂ = 6,946
	ELS			P ₁ = 6,78	q ₁ = 4,407	
				P ₂ = 7,75	q ₂ = 5,037	

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,10}{2,91} = 0,72 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments

✓ **Moments aux appuis**

$$G_1' = 2/3 * G_1 = 3,52 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2' = 2/3 * G_2 = 4,146 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} q'_1 = 4,551 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 5,10 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q'_1 = 3,263 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 3,70 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} \text{ELU: } 5,398 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 3,916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -0,810 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -0,587 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,55 \times (2,10)^3 + 5,10 \times (2,91)^3}{8,5 \times (2,10 + 2,91)} \\ ELS: -\frac{3,263 \times (2,10)^3 + 3,70 \times (2,91)^3}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -3,94 \text{ KN.m} \\ ELS: -2,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments en travées

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,10}{2} - \frac{3,94}{6,096 \times 2,10} = 0,742 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 0,504 q = \begin{cases} ELU: 3,072 \text{ KN.m} \\ ELS: 2,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 3,072 - 3,94 \times 0,742/2,10 = 1,68 \text{ KN.m} \\ ELS: 2,22 - 2,83 \times \frac{0,742}{2,10} = 1,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,91}{2} + \frac{3,94}{6,946 \times 2,91} = 1,65 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,0395 q = \begin{cases} ELU: 7,220 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,236 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 7,22 - 3,94 \times (1 - 1,65/2,91) = 5,41 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,236 - 2,83 \times (1 - 1,65/2,91) = 4,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,096 \times 2,1}{2} - \frac{3,94}{2,10} = 4,525 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,096 \times 2,1}{2} - \frac{3,94}{2,10} = -8,277 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,946 \times 2,91}{2} + \frac{3,94}{2,91} = 11,460 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,946 \times 2,91}{2} + \frac{3,94}{2,91} = -8,752 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tableau III.5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1 .

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,129	-3,764	6,146	10,515	-0,816	-2,721	4,444
T5	-1,129	-4,516	5,77	-10,992	-0,816	-3,265	4,172
Max	-1,129	-4,516	6,146	-10,992	-0,816	-3,265	4,444

Tableau III.6 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T6	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	5,542	7,837
T9	-0,503	/	3,357	6,401	-0,363	/	2,42
Max	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	5,542	7,837

Tableau III.7 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 1 à l'étage5.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T2	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837
T3	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837
T8	-0,948	/	6,32	8,778	-0,685	/	4,569
T9	-0,504	/	3,36	6,401	-0,364	/	2,429
Max	-1,61	-7,73	10,813	15,036	-1,15	-5,542	7,837

Tableau III.8 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 6^{ème} étage

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T2	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837
T3	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837
T8	-1,00	/	6,70	9,301	-0,73	/	4,88
T9	-0,504	/	3,36	6,401	-0,364	/	2,429
Max	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837

Tableau III.9 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7^{ème} étage (1^{er} niveau duplex)

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T4	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837
T7	-0,737	-3,669	5,126	10,66	-0,533	-2,65	3,752
Max	-1,61	-7,73	10,813	-15,036	-1,15	-5,542	7,837

Tableau III.10 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 2^{ème} duplex

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,129	-3,764	6,146	10,515	-0,816	-2,721	4,444
T1(T.I)	-1,202	-4,006	6,409	11,19	-0,877	-2,923	4,677
Max	-1,202	-4,006	6,409	11,19	-0,877	-2,923	4,677

Tableau III.11 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1(T.I)	-1,202	-4,006	6,409	11,19	-0,877	-2,923	4,677

2.1.4. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

Tableau III.12 Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Entre sol 1	-1,129	-4,516	6,146	10,992	-0,816	-3,265	4,444
RDC à 7	-1,61	-7,73	10,813	15,036	-1,15	-5,542	7,837
2^{ème} niveau duplex + terrasse inaccessible	-1,202	-4,006	6,409	11,19	-0,877	-2,923	4,677

Entre sol 2 c'est un plancher avec longrine.

Exemple de calcul (type 2 de l'étage 1)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 10,813 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,73 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,61 \text{ KN.m} \\ V = 15,036 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7,837 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5,542 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$ au lieu de $b=29\text{cm}$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 2,10 \text{ m}$) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 4,35 \text{ m}$).

Données : $b = 46\text{cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0418 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,010813 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b \times h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,010813}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,036 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036} \right] = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,177 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,010813}{0,177 \times 348} = 1,75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailage aux appuis

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

❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,168 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,168 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,231 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,163 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,360 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,61 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,035 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,044 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,61 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Choix des barres

En travée : $A = 1,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 + 1HA12 = 2,70 cm^2

En appui intermédiaire : $A = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = (1HA10 filante + 1HA10 chapeau) = 1,57 cm^2

En appui de rive : $A = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0,79 cm^2

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$D'où, A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ Vérification de rupture par cisaillement

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

$$\tau_u = 15,036 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 0,835 \text{ MPa}$$

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

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

✓ Espacement (St)

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

$$1) St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 88,97 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

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

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 15,036 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,432 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 = 3,49 \text{ cm}^2 > 0,432 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(15,036 \times 10^{-3} - \frac{7,73 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,939 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 15,036 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

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

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$\tau_1^u = 0,982 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ vérifiée

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

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

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

$$H = 0,46 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,99 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

Donc :

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

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 260,5y - 1169 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 4,16 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,16^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,16 - 4)^3 + 15 \times 2,70 \times (18 - 4,16)^2 \Rightarrow I = 9317,33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,837 \times 10^{-3}}{9317,33 \times 10^{-8}} \times 4,16 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,50 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -249,7 \text{ cm}^3 < 0$$

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

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 95,04 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (7,15)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 7,15)^2$$

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,542 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 9,93 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,35 \text{ m} ; M_{0s} = 10,232 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7,837 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,766 M_{0s}$$

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

$$1) \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} < 22,21 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e}$$

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

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

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,766 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,766 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,766 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 6,21 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,53 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7,837 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

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

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,14 \end{array} \right. \text{ Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,70}{10 \times 18} = 1,5 \%$$

Calcul des σ_{st}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 138,36 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 100,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 174,62 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 9317,33 \text{ cm}^4 \\ y = 4,16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,647 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,549 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,708 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = 0,0688\text{m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7425,41 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8232,96 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6998,14 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12125,75 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,96 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,21 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,53 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4,88 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,4 \text{ mm} < \bar{f} = 8,7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 4 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10^{-2}	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Entre sol 1	Travée	6,146	0,021	2,6	0,178	0,992	1,41	1HA10+2HA8 = 1,80
	Appui Inter	4,416	0,098	12,9	0,177	1	0,22	2HA10=1,57
	appui de rive	1,129	0,024	3	0,178	0,18	0,22	1HA10 = 0,79
RDC à 7	Travée	10,813	0,036	4,6	0,177	1,75	1,41	1HA12+2HA10 =2,70
	Appui Inter	7,73	0,168	23,1	0,163	1,36	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1,61	0,035	4,4	0,177	0,26	0,22	1HA10 = 0,79
2^{ème} duplex + Terrasse inaccessible	Travée	6,409	0,021	2,6	0,178	1,03	1,41	1HA10+2HA8 =1,80
	Appui Inter	4,006	0,087	11,4	0,172	0,67	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1,202	0,026	3,3	0,178	0,19	0,22	1HA10 = 0,79

Remarque

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

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

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

Tableau III.14 Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Entre sol 1	0,611 < 3,33	2,59 > 0,316	-0,485 < 0	10,992 < 108,135	0,718 < 3,33
RDC à 7 ^{ème} étage	0,835 < 3,33	2,59 > 0,432	-0,939 < 0	15,036 < 108,135	0,982 < 3,33
2 ^{ème} duplex+TI	0,622 < 3,33	2,59 > 0,321	-0,389 < 0	11,19 < 108,135	0,730 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.15 Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Entre sol 1	Travée	4,444	1,80	3,47	6605,54	3,23 < 15	Vérifiée
	Appui	- 3,265	1,57	7,15	3990,78	8,09 < 15	Vérifiée
RDC à 7 ^{ème} étage	Travée	7,835	2,70	4,16	9317,33	3,50 < 15	Vérifiée
	Appui	- 5,542	1,57	7,15	3990,78	9,93 < 15	Vérifiée
2 ^{ème} duplex et T.I	Travée	4,677	1,80	3,47	6605,54	3,36 < 15	Vérifiée
	Appui	-2,923	1,57	7,15	3990,78	7,18 < 15	Vérifiée

Tableau III.16 Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Entre sol 1	RDC à 7	2 ^{ème} duplex et T.I
L (m)	3,15	4,35	3,15
$M_{j ser}$ (KN.m)	2,52	4,53	1,79
$M_{g ser}$ (KN.m)	3,46	6,16	4,07
$M_{p ser}$ (KN.m)	4,45	7,97	4,66
I (cm^4)	6600	9317	6600
I_0 (cm^4)	17430	19154	17430
λ_i	4,26	2,84	4,26
λ_v	1,71	1,137	1,71
σ_{st}^j (MPa)	83,26	100,968	58,91
σ_{st}^g (MPa)	114,23	137,316	134,19
σ_{st}^p (MPa)	146,87	177,703	153,83
μ_j	0,323	0,549	0,175
μ_g	0,449	0,644	0,508

μ_p	0,539	0,712	0,555
$I_{fji}(cm^4)$	8060	8221	10970
$I_{fgi}(cm^4)$	6570	7437	6060
$I_{fpi}(cm^4)$	5810	6965	5690
$I_{fgv}(cm^4)$	10860	12157	10270
f_{ji} (mm)	0,95	3,212	0,498
f_{gi} (mm)	1,61	4,829	2,053
f_{pi} (mm)	2,34	6,673	2,502
f_{gv} (mm)	2,92	8,863	3,631
Δf (mm)	2,70	7,4	3,582
f_{adm} (mm)	6,30	8,7	6,30
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.17 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
R D C à l'étage 7			
Entresol 1 + 2 ^{ème} duplex + Terrasse inaccessible			

Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 cm^2/ml \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 cm^2/ml \end{cases}$$

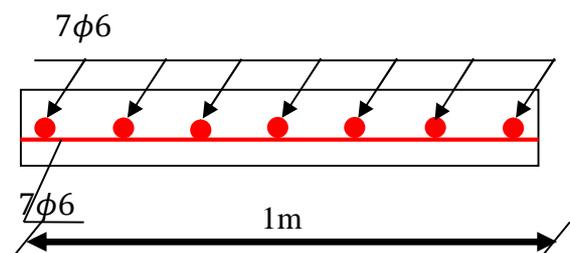


Figure III.5 Ferrailage de la dalle de compression

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.2.2. Planchers à dalles pleines :

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

Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.18 Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x (m)	L _y (m)	P	E L U		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1(entre sol 1)	2,2	3	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
D2	1	2,85	0,35	/	/	/	/
D3	0,8	2,70	0,30	/	/	/	/
D4	1,26	3,20	0,39	/	/	/	/
D5	1,26	2,90	0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
D6	1,25	2,85	0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
D7	1,25	2,70	0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
DASC	2,61	3,00	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074

Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur trois appuis (D2) :

$G = 5,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul à l'ELU :

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11,08 \text{ KN/ml.}$$

$$L_x = 1 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 1,42 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 8,40 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 7,14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -2,52 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -0,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle pleine se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1\text{ml}$).
- soit $c=3 \text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-3=9 \text{ cm}$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 5,46 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 0,23 \text{ KN}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{5,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,06 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 1 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 1,42 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 6,01 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 5,11 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -1,8 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -0,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage**• Condition de non fragilité :**

Pour $e = 12 \text{ cm}$ et $\rho < 0,4$ donc :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Aux travées :**Sens lx :**

$$\mu_{bu} = \frac{7,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\alpha = 0,080 ; z = 0,087 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{7,14 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon ly :

$$\mu_{bu} = \frac{1,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\alpha = 0,017 ; z = 0,089 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{1,57 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

Sens lx :

$$\mu_{bu} = \frac{2,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\alpha = 0,028 ; z = 0,089 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{2,52 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens ly :

$$\mu_{bu} = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\alpha = 0,006 ; z = 0,090 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{0,090 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **L'espacement**

FPN donc :

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Vérification des contraintes

Aux travées :

Selon lx :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 4,71 \cdot 10^{-3}y - 4,24 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,47 \text{ cm}$$

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

$$I = 2510,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{5,11 \cdot 10^{-3}}{2510,7 * 10^{-8}} \times 0,0247 \leq 0,6 \times 25$$

$$5,05 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Selon ly :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{1,12 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$1,31 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Aux appuis :

Selon lx :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{5,11 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$2,12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Selon ly :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{0,39 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$2,12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

Tableau III.19 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a (KN.m)
Plancher	D2	7,14	1,57	- 2,52	5,54	/	5,11	1,12	-1,8
	D3	4,34	0,71	-2,89	4,43	/	3,11	0,51	-2,07
	D4	21,29	/	/	23,87	/	15,55	/	/
	D5	8,05	2,77	-5,36	4,65	5,68	5,76	1,98	-3,84
	D6	8,71	3,06	3,07	4,62	5,68	6,23	2,19	-2,20
	D7	6,71	2,70	2,68	4,62	5,57	4,80	1,94	-1,92
	D _{ASC}	2,92	2,11	1,94	10,23	12,29	2,39	1,93	1,60
Terrasse Inaccessible	D1	2,58	1,23	- 1,03	8,06	12,07	2,05	1,27	-0,82
	D4'	12,21	/	/	17,29	/	8,960	/	/
	D5'	7,36	2,53	- 4,90	4,26	5,20	5,37	1,85	-3,58

Tableau III.20 Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	8,06	0,08 < 1,17	Vérifiée	12,07	0,11 < 1,25	Vérifiée
D2	5,54	0,06 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D3	4,89	0,05 < 1,25	Vérifiée	/	/	/
D4	23,87	0,265 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D5	4,65	0,05 < 1,25	Vérifiée	5,68	0,06 < 1,25	Vérifiée
D4'	17,29	0,19 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D5'	4,26	0,05 < 1,25	Vérifiée	5,20	0,06 < 1,17	Vérifiée
D6	4,62	0,05 < 1,25	Vérifiée	5,68	0,06 < 1,25	Vérifiée
D7	4,62	0,05 < 1,25	Vérifiée	5,66	0,06 < 1,25	Vérifiée
D _{ASC}	10,23	0,08 < 1,25	Vérifiée	12,29	0,09 < 1,25	Vérifiée

Tableau III.21 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	Alpha	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	2,58	0,022	0,028	8,89	0,83	1,08	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,49	0,011	0,013	8,95	0,40	0,96	4HA10 = 2,01
	Appui	1,02	0,009	0,011	8,96	0,33	1,08	4HA8 = 2,01
D2	X-X	7,14	0,062	0,080	8,70	2,36	0,96	4HA10 = 3,14
	Y-Y	1,57	0,014	0,017	8,93	0,50	0,96	4HA8 = 2,01
	Appui	2,52	0,022	0,028	8,90	0,814	0,96	4HA8 = 2,01
D3	X-X	4,34	0,038	0,048	8,83	1,41	0,96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,71	0,006	0,008	8,97	0,23	0,96	4HA8 = 2,01
	appui	2,89	0,025	0,032	8,88	0,94	0,96	4HA8 = 2,01

D4	X-X	21,29	0,185	0,259	8,07	7,58	1,09	5HA16 = 10,05
	Y-Y	/	/	/	/	2,52	0,96	3HA12 = 3,39
	Appui	/	/	/	/	/	/	/
D5	X-X	8,04	0,070	0,091	8,67	2,67	1,23	4HA12 = 4,52
	Y-Y	2,77	0,024	0,031	8,89	0,89	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	5,36	0,046	0,060	8,78	1,75	1,23	4HA8 = 2,01
D4'	X-X	12,21	0,106	0,141	8,49	4,13	1,09	4HA12 = 4,52
	Y-Y	/	/	/	/	1,13	0,96	4HA8 = 2,01
	Appui	/	/	/	/	/	/	/
D5'	X-X	7,36	0,064	0,083	8,70	2,43	1,23	4HA12 = 4,52
	Y-Y	2,53	0,022	0,028	8,90	0,819	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	4,91	0,043	0,055	8,80	1,60	1,23	4HA8 = 2,01
D6	X-X	8,71	0,076	0,099	8,64	2,89	1,23	4HA12 = 4,52
	Y-Y	3,06	0,027	0,034	8,87	0,99	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	4,10	0,036	0,045	8,83	1,33	1,23	4HA8 = 2,01
D7	X-X	6,71	0,058	0,075	8,73	2,21	1,22	4HA10 = 3,14
	Y-Y	2,70	0,024	0,030	8,89	0,87	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	3,58	0,031	0,039	8,85	1,16	1,22	4HA8 = 2,01
D_{ASC}	X-X	2,91	0,017	0,021	10,9	0,80	1,19	4HA8 = 2,01
	Y-Y	2,11	0,012	0,015	10,9	0,56	1,12	4HA8 = 2,01
	Appui	1,94	0,011	0,014	10,9	0,51	1,19	4HA8 = 2,01

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

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
D1	x-x	2,05	2,05	1743,5	1,49 < 15	Vérifiée
	y-y	1,27	2,05	1743,5	1,49 < 15	Vérifiée
	Appui	0,82	2,05	1743,5	0,96 < 15	Vérifiée
D2	x-x	5,11	2,47	2510,7	5,05 < 15	Vérifiée
	y-y	1,12	2,05	1743,5	1,32 < 15	Vérifiée
	Appui	1,80	2,05	1743,5	2,12 < 15	Vérifiée
D3	x-x	3,11	2,47	2511	3,07 < 15	Vérifiée
	y-y	0,99	2,04	1743,5	1,16 < 15	Vérifiée
	Appui	1,61	2,04	1743,5	1,74 < 15	Vérifiée
D4	x-x	15,54	3,91	5898	10,32 < 15	Vérifiée
	y-y	/	/	/	/	/
	Appui	/	/	/	/	/
D5	x-x	5,76	2,88	3335,7	4,97 < 15	Vérifiée
	y-y	1,98	1,80	1368,6	2,62 < 15	Vérifiée
	Appui	3,84	2,04	1743,5	4,51 < 15	Vérifiée
D4'	x-x	8,96	2,88	7738,6	7,74 < 15	Vérifiée
	y-y	/	/	/	/	/
	Appui	/	/	/	/	/
D5'	x-x	5,37	2,88	3336	4,64 < 15	Vérifiée

	y-y	1,85	1,80	1369	2,44 < 15	Vérifiée
	Appui	3,58	2,04	1734	4,21 < 15	Vérifiée
D6	x-x	6,23	2,88	3336	5,38 < 15	Vérifiée
	y-y	2,19	1,80	1369	2,89 < 15	Vérifiée
	Appui	2,20	1,80	1369	2,90 < 15	Vérifiée
	x-x	4,80	2,48	2511	4,74 < 15	Vérifiée
D7	y-y	1,94	1,80	1369	2,55 < 15	Vérifiée
	Appui	1,92	1,80	1369	2,53 < 15	Vérifiée
D_{ASC}	x-x	2,39	2,29	2687,6	2,04 < 15	Vérifiée
	y-y	1,93	2,29	2687,6	1,65 < 15	Vérifiée
	Appui	1,60	2,29	2687,6	1,36 < 15	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de la dalle D1 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante : $A_s = 6HA12 = 6,79\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **Evaluation de la flèche**

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

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

✓ **Pour la dalle D1**

12 cm > 8,35 cm Vérifiée

2,01 cm² < 4,5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

12 cm ≥ 4,25 cm Vérifiée

3,14 cm² < 4,5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

12 cm > 3 cm Vérifiée

1,21 cm² < 4,5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

12 cm > 4,72 cm Vérifiée

10,05 cm² > 4,5 cm² Non Vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D5**

12 cm > 4,72 cm Vérifiée
 4,52 cm² > 4,5 cm² ... Non Vérifiée
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D4'**

12 cm > 4,72 cm Vérifiée
 4,52 cm² > 4,5 cm² ... non Vérifiée
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D5'**

12 cm > 4,72 cm Vérifiée
 4,52 cm² > 4,5 cm² ... non Vérifiée
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D6**

12 cm > 4,69 cm Vérifiée
 4,52 cm² > 4,5 cm² ... non Vérifiée
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D7**

12 cm > 4,69 cm Vérifiée
 3,14 cm² < 4,5 cm² Vérifiée
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

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

Tableau III.23 Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D4	X-X	0,953	0,020	0,039	0,027	$0,071 \leq 2,520$	Vérifiée
D5	X-X	0,560	0,169	0,345	0,260	$0,476 \leq 2,520$	Vérifiée
	Y-Y	0,774	0,210	0,230	0,258	$0,606 \leq 5,800$	Vérifiée
D4'	X-X	0,096	0,026	0,039	0,032	$0,077 \leq 2,520$	Vérifiée
D5'	X-X	0,560	0,169	0,385	0,260	$0,516 < 2,520$	Vérifiée
	Y-Y	0,774	0,210	0,319	0,258	$0,625 < 5,800$	Vérifiée
D6	X-X	0,621	0,197	0,438	0,298	$0,564 < 2,500$	Vérifiée
	Y-Y	0,828	0,224	0,342	0,276	$0,669 < 5,700$	Vérifiée

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec : $l // L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

❖ Schémas de ferrailages

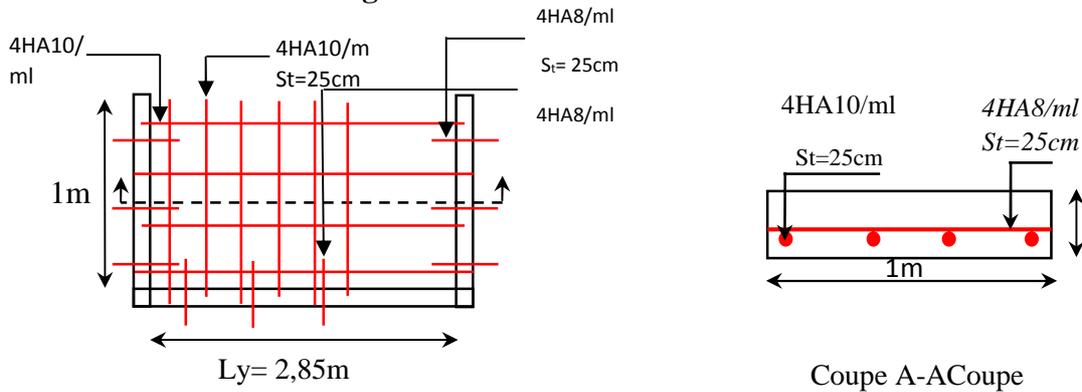


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle D2

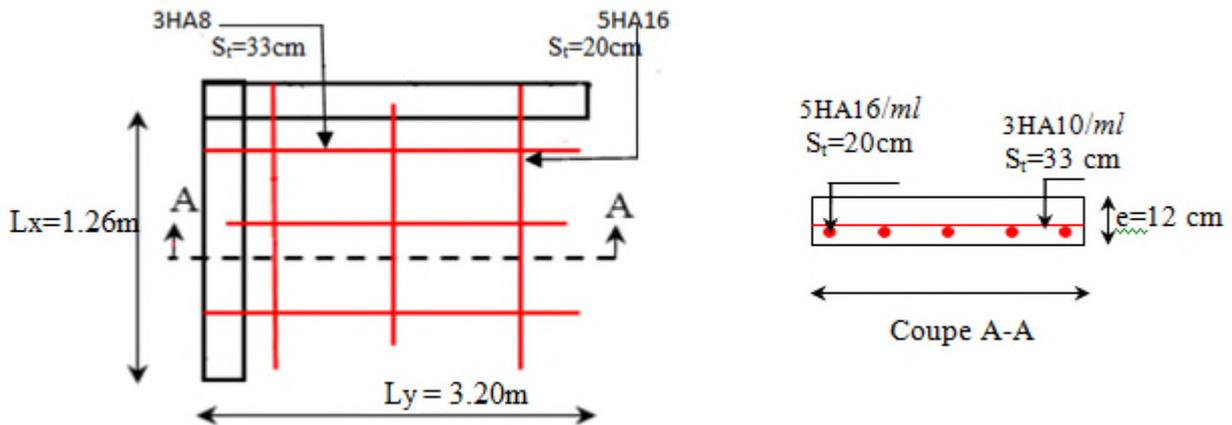


Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D4

Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définis comme suit :

$$A'_x = 1,70 \times 3,14 = 5,34\text{cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA14} = 6,16\text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,70 \times 2,36 = 4,01\text{cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA12} = 4,52\text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1,7 + 1,7 + 2 \times 40 \times 0,014 = 4,52$$

$$L_b = 1,7 + 1,7 + 2 \times 40 \times 0,012 = 4,36$$

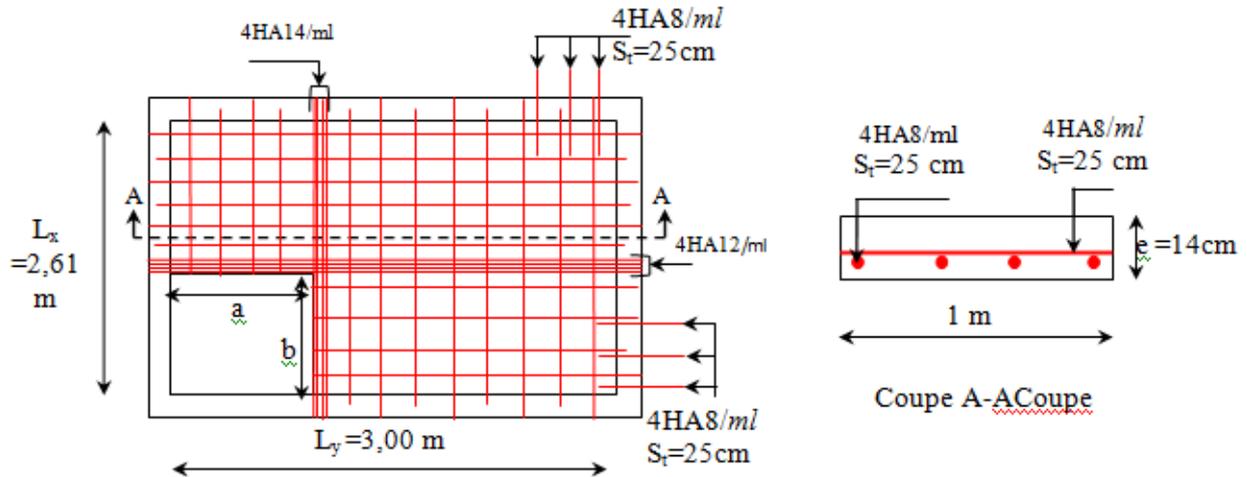


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D_{ASC}

III.3. Etude de l'ascenseur

Définition

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

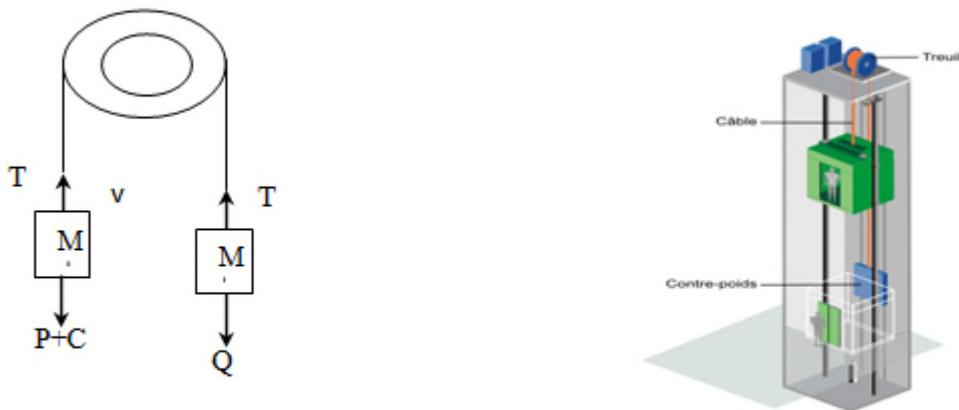


Figure III.9. Schéma statique et concept d'ascenseur

Les caractéristiques

- V= 0,63 m /s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B_s× T_s = = 1,80 ×1,80 m² dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

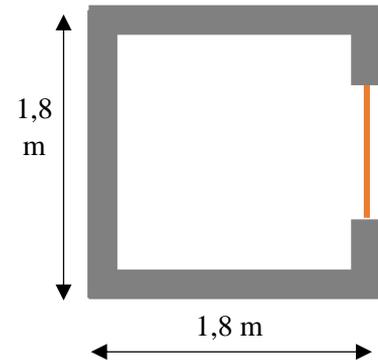


Figure III.10 Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

Dalle de salle machine (locale).

- h₀: épaisseur de la dalle
- h: épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x
- b₀ et V sont || à l_y

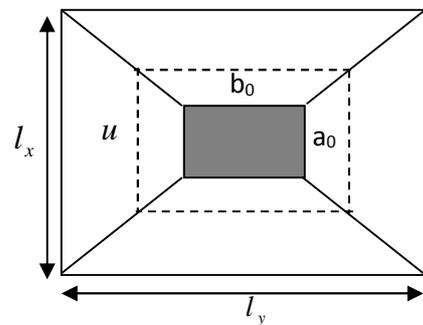
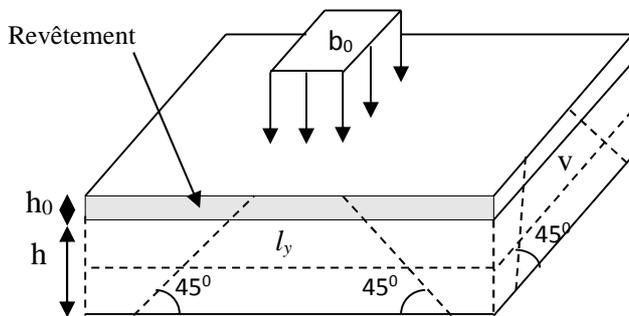


Figure III.11 Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 1) = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24 Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	A^{adop} (cm^2/ml)
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

Tableau III.25 Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	$3,59 < 15$	$167,03 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	$2,58 < 15$	$103,49 < 201,63$	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

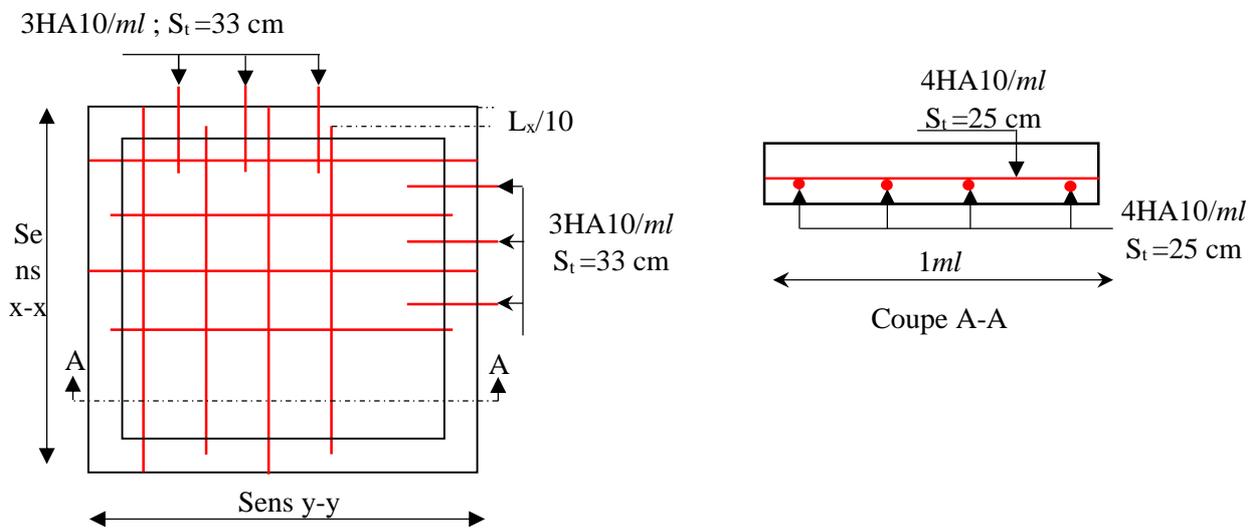


Figure III.12 Schéma de ferrailage du local machine

3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h=15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.26 Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.27 Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	Vérifiée

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

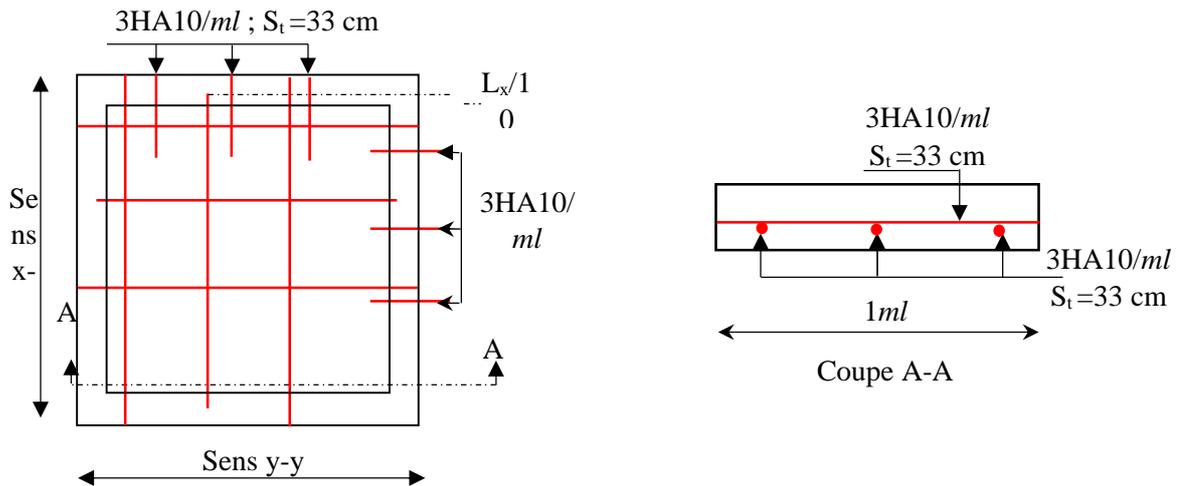


Figure III.13 Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.4. Etude de l'acrotère

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

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

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

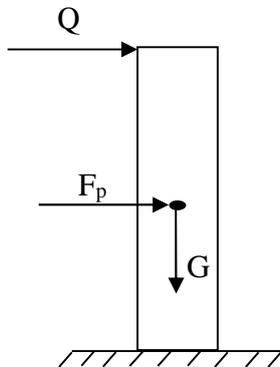


Figure III.14 Modèle de calcul de l'acrotère

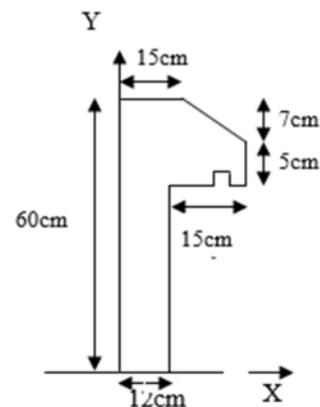


Figure III.15 Coupe transversale de l'acrotère.

Hypothèses de calcul

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

Evaluation des charges et surcharges

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0858 = 2,145 \text{ KN/ml}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,02 \times 1 = 0,4 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,545 \text{ KN/ml}$

❖ charge d'exploitation

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

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

$$Avec \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,545 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,22 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 8 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 33,68 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,545 \text{ KN} & \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} & \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,41 \text{ KNm} \end{cases} \end{cases}$$

Tableau III.28 Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	E L U	E L S
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,545	3,43	2,545
M (KN.m)	1,011	0,9	0,6

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,011}{2,545} \times 10^2 = 39,72 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

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

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

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

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times 0}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$l_f = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,12} = 0,72 \text{ cm}$$

D'où : $e = 26,24 + 2 + 0,72 = 42,44 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,43 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,43 \times 0,424 = 1,45 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

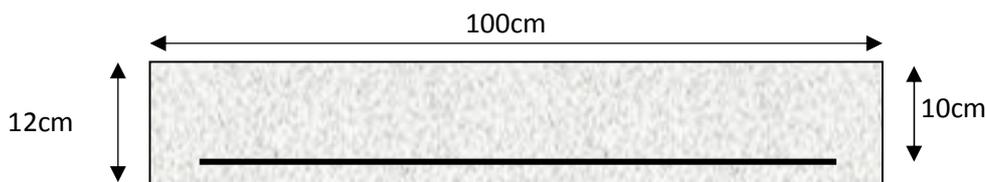


Figure III.16 Section de l'acrotère à ferrailer

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

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,59 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,1^2} = 0,0112 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,014 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

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

$$A_1 = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,45 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm²/ml

Sens secondaire : $A_r = 0,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm²/ml

❖ **Calcul des espacements**

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

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

❖ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,015 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,22 = 2,22 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

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

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

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,236 - 0,06 = 0,176 \text{ m} \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

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

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,102 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = -0,012 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,57 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,176 \leq y_c \leq 0,296$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,215 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,368 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,1527 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,369 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,15^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,215 \Rightarrow y = 0,039 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,02 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,545 \times 10^{-3}}{1,02 \times 10^{-4}} \times 0,039 = 0,973 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage

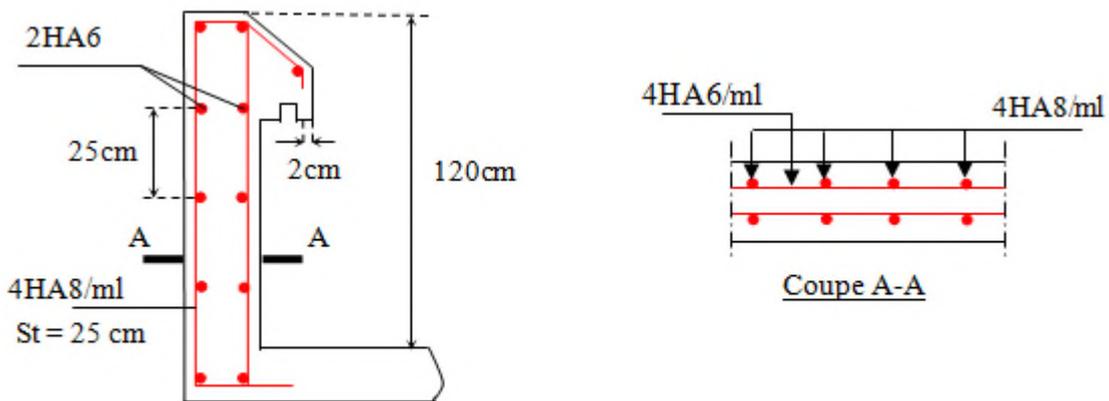


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

Escalier Type 1 (reliant l'entresol 2 avec l'entresol 1)

A. Etude de la volée 1 :

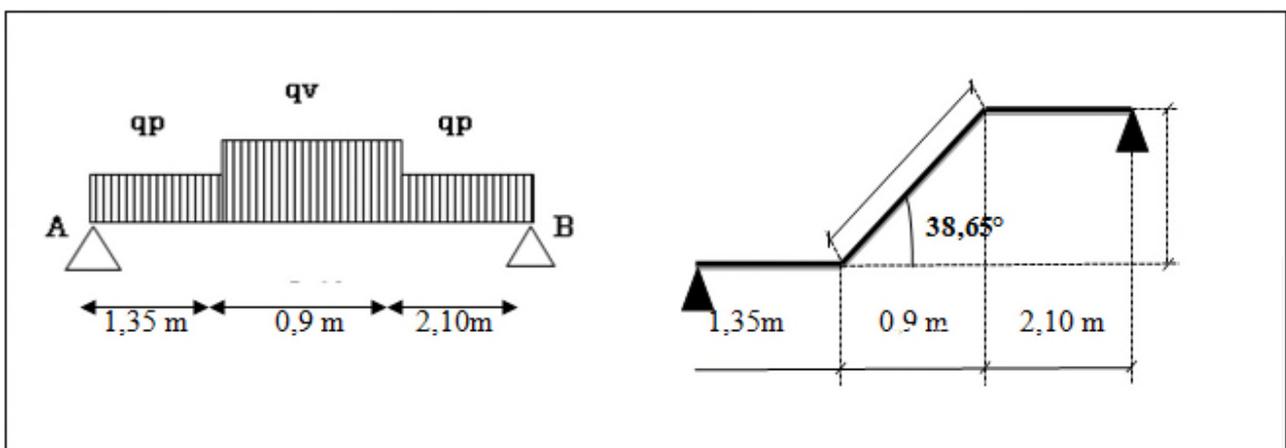


Figure III.18 Schéma de la volée 1 type 1

❖ **Les charges**

Volée : $G_v = 9,64 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Palier: $G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 1 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,04] + [1,5 \times 2,5] = 16,76 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,04 + 2,5] = 12,14 \text{ KN/ml}$.

✓ Sur le palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,68] + [1,5 \times 2,5] = 11,42 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [5,68 + 2,5] = 8,18 \text{ KN/ml}$.

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [0,9 \times 16,76] + 11,42 \times [2,10 + 1,35] = 54,48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(11,42 \times \frac{1,35^2}{2} \right) + 16,76 \times 0,9 \left(\frac{0,9}{2} + 1,35 \right) + 11,42 \times 2,1 \left(\frac{2,1}{2} + 0,9 + 1,35 \right) \right] / 4,35$$

$$\Rightarrow R_B^u = 26,82 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A^u = 27,65 \text{ KN}$$

ELS : de la même manière qu'à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 19,27 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A^s = 19,88 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 11,42x$$

$$T(0) = 27,65 \text{ KN}$$

$$T(1,35) = 12,23 \text{ KN}$$

$$M(x) = 27,65x - 11,42 \frac{x^2}{2}$$

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

$$M(1,35) = 26,92 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = 27,65 \text{ KN} \\ M(\max) = 26,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1,35 \leq x \leq 2,25 \text{ m}$$

$$T(x) = 27,65 - 11,42 \times 1,35 - 16,76(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 12,23 \text{ KN}$$

$$T(3,25) = -2,85 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_v \times (x-1,35)^2 / 2 - q_p \times 1,35 \times (x-1,35/2)$$

$$M(x) = -8,38x^2 + 34,86x - 4,84$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,08m$$

On trouve : $M^{\max}(2,08) = 31,40 \text{ KN.m}$; $V^{\max} = R_A = 27,65 \text{ KN}$.

• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 31,40 = 26,69 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 31,40 = -15,70 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

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

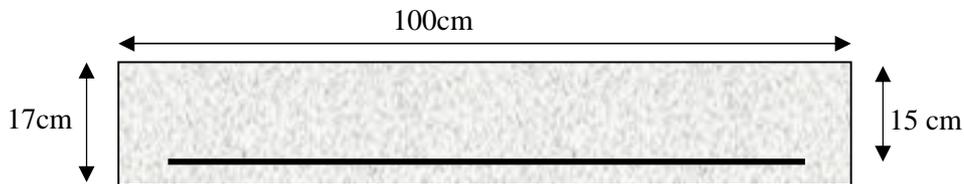


Figure III.19 Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 Ferraillage de la volée 1 Type 1

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	Alpha	Z(m)	$A^{\text{calculé}}$ (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A^{\text{adopté}}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	26,69	0,084	0,109	0,143	5,35	1,81	5HA12 = 5,65	20
Appui	-15,70	0,049	0,063	0,146	3,09	1,81	5HA10 = 3,93	20

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{\text{rep}} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{\text{rep}} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 27,65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

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

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$q_v^s = G + Q = 9,64 + 2,5 = 12,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^s = G + Q = 5,68 + 2,5 = 8,18 \text{ KN/ml}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,08) = 22,60 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 22,60 = 19,21 \text{ KN.m} ; Y = 4,26 \text{ cm} ; I = 12353 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,21 \times 4,26}{12353} \times 10^3 = 6,63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- En appui

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 22,60 = -11,3 \text{ KN.m} ; Y = 3,66 \text{ cm} ; I = 9215 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,3 \times 3,66}{9215} \times 10^3 = 3,59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{17}{435} = 0,039 < 0,042 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.30 Vérification de la flèche pour la volée 1

M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
10,77		14,19			20.0518,70	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	iλ	vλ	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.10	243397	0.0040	5,20	2,08	32456,59	10818,86
Contraintes						
σ _{si} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
150,88		198.89			262,01	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fīg} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvğ} (cm ⁴)
0.190	0,308	0,419	134717	102868	84132	163146
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{īg} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{fvğ} (mm)
1,52		0,466		1,29		0,80
Δf _i = 1.55 mm < f _{adm} = 8.7 mm						

➤ Schéma de ferrailage

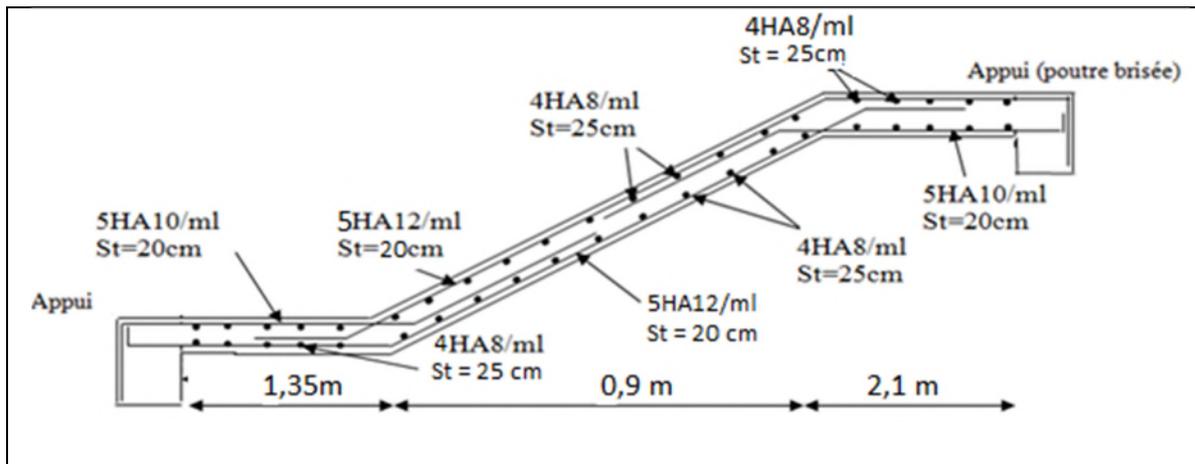


Figure III.20 Schéma de ferrailage volée 1 type 1

Etude de la volée 2 :

elle sera étudié comme une console.

Les charges

Volée 2 :

$$G_v = 10,92 \text{ KN/m}^2$$

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

Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 18,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 13,42 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{18,49 \times 1,95^2}{2} \right] = -35,15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{13,42 \times 1,95^2}{2} \right] = -25,51 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 18,49 \times 1,95 = 36,06 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 13,42 \times 1,95 = 26,17 \text{ KN}$$

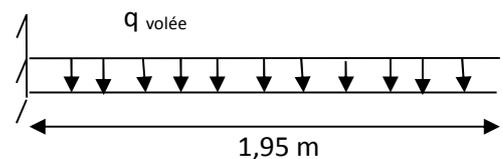


Figure III.21 Schéma d'une volée 2 de l'entre sol 2.

Ferrailage➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 ferrailage de la volée 2 type 1 .

Zone	μ_{bu}	Alpha	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	0,110	0,146	0,141	7,15	1,81	5HA14=7,70	20

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,240 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

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

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

Calcul à l'ELS➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

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

$A_s = 7,7\text{cm}^2$; $M_{ser} = 25,51\text{KN.m}$; $y = 4,84\text{m}$; $I = 15702\text{cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{25,51 \times 4,84}{15702} \times 10^3 = 7,87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{1,95} = 0,087 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 10} = 0,007 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

On doit vérifier la flèche.

Tableau III.32 Vérification de la flèche pour la volée 2 type 1

M_{jser} (kn.m)		M_{gser} (kn.m)			M_{pser} (kn.m)	
16,39		20,76			25,51	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	$i\lambda$	$v\lambda$	E_i (MPa)	E_v (MPa)
4.64	444355	0.0055	3,82	1,52	32456,60	10818,86
Contraintes						
σ_{si} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)	
170,95		216,56			266,14	
Inerties fictives						
U_j	U_g	U_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)	I_{fvg} (cm ⁴)
0.373	0,465	0,538	20164	17620	16003	28591
Evaluation des flèches						
f_{ij} (mm)	f_{ig} (mm)		f_{ip} (mm)		f_{vg} (mm)	
2,38	3,45		4,66		6,38	
$\Delta f_t = 5,22 \text{ mm} < f_{adm} = 8.7 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailage

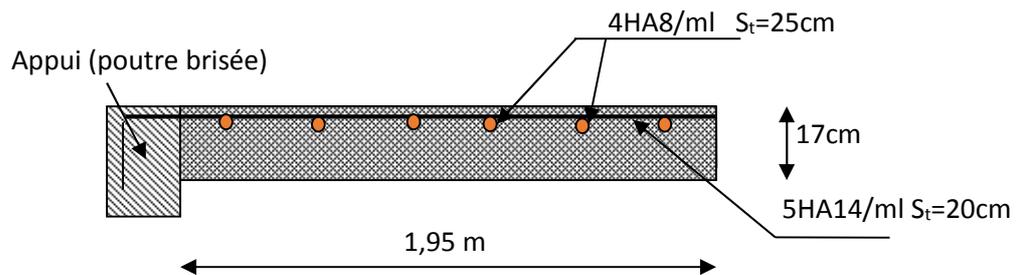


Figure III.22 Schéma de ferrailage de la volée 2

Volée 3 :

De la meme méthode qu'on a calculé la volée 1 (la méthode RDM) :

Tableau III.33 ferrailage de la volée 3 type 1

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	Alpha	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	31,30	0,098	0,129	0,142	6,33	1,81	5HA14 = 7,70	20
Appui	-18,41	0,058	0,074	0,146	3,63	1,81	5HA10 = 3,93	20

❖ **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{rep} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,206 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7,74+2.5) = 12,24 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 22,58 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de σ_{bc} :**

$$y = 4,84 \text{ cm}$$

$$I=15702 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22,58 \times 4,84}{15702} \times 10^3 = 6,96 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

. Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 < 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 10} = 0,007 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$

On doit verifie la flèche.

❖ **Vérification de la flèche :**

Après le meme calcul avec celui de la volée 1 on trouve : $f= 1,31 < 8,7$ donc c'est vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage :**

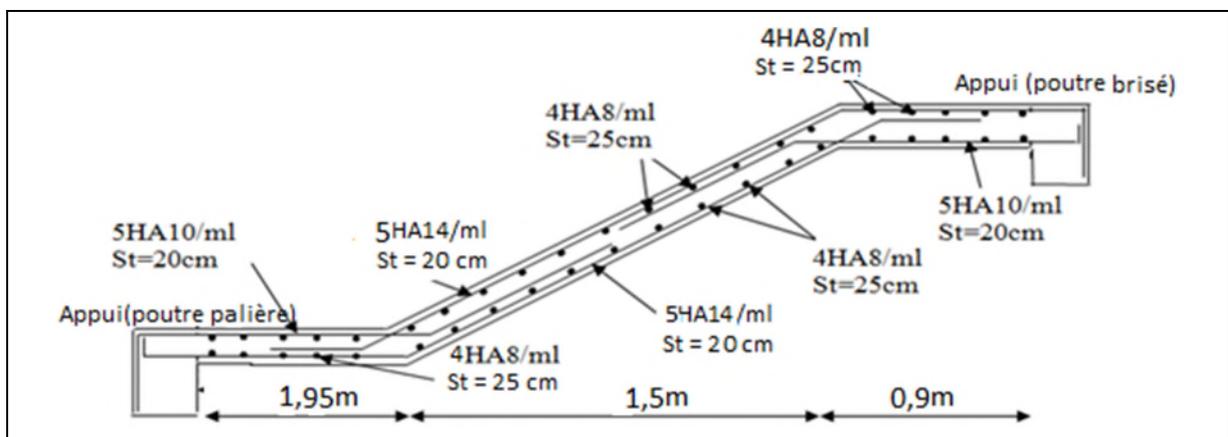


Figure III.23 Schéma de ferrailage volée 3 type 1

Volée 4 :

De la même manière que la volée 1 on trouve :

Tableau III.34 ferrailage de la volée 4 type 1

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	Alpha	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	28,26	0,087	0,116	0,143	5,68	1,81	4HA14 = 6,16	25
Appui	-16,62	0,052	0,070	0,146	3,27	1,81	5HA10 = 3,93	20

❖ Vérification de l'espacement :

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

➤ Armature de répartition

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

En travée : $A_{rep} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,197 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,74+2.5) = 11,94 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 20,38 \text{ KN. m.}$$

❖ Vérification de σ_{bc} :

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I = 13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,38 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 6,81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots \text{Pas de risque}$$

de fissuration du béton.

. Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Vérification de la flèche :

Après le meme calcul avec celui de la volée 1 on trouve : $f = 1,81 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$ donc c'est vérifiée

❖ Schéma de ferrailage :

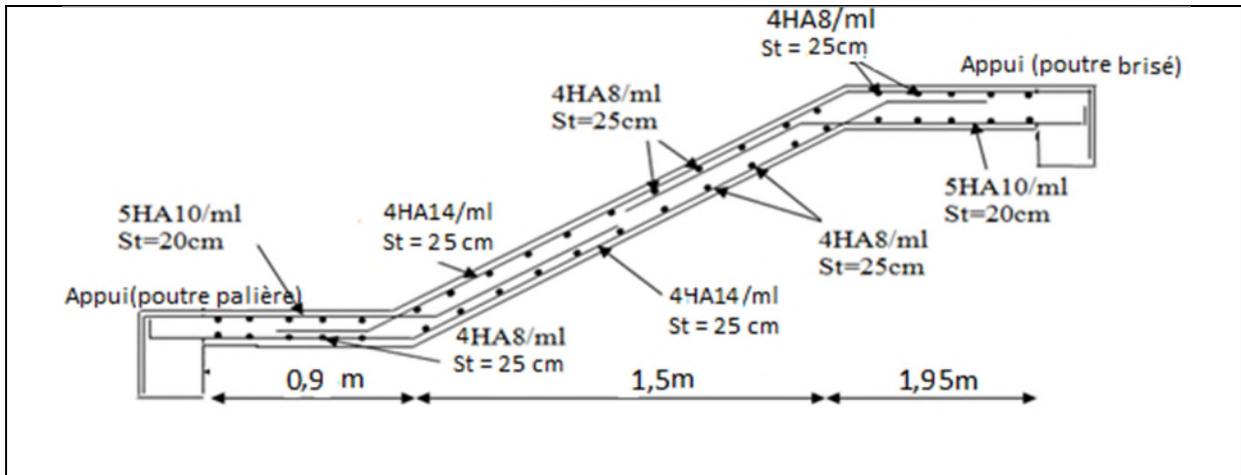


Figure III.24 Schéma de ferrailage volée 4 type 1

Escalier type 2

Volée 1 :

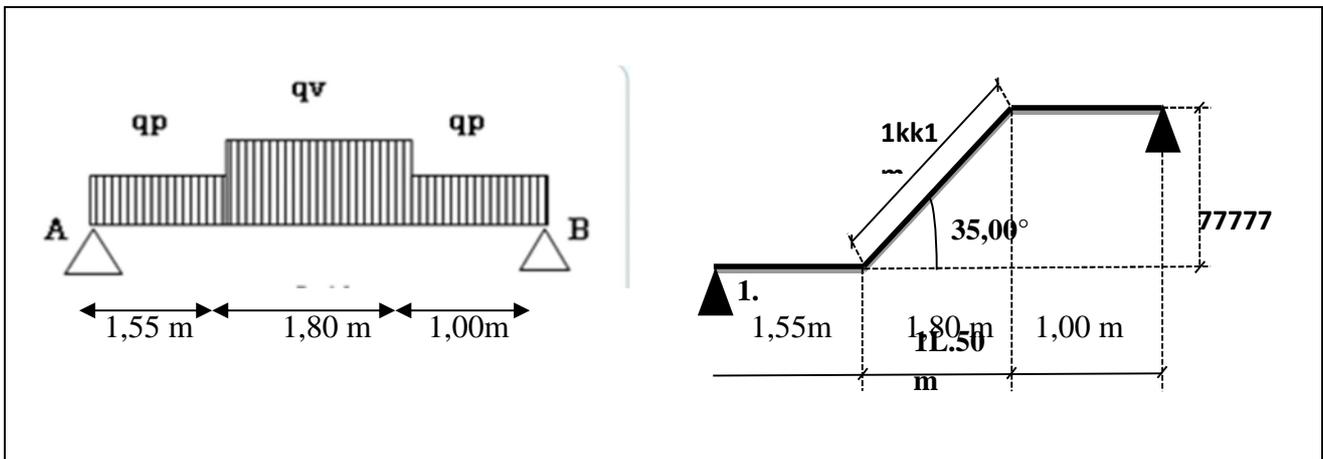


Figure III.25 Schéma d'une volée 1

De la même manière que la volée 1 on trouve :

$R_A = 28,76 \text{ KN}$ et $R_B = 29,9 \text{ KN}$

Tableau III.35 ferrailage de la volée 1 type 2

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	Alpha	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	29,4	0,092	0,121	0,143	5,92	1,81	4HA14 = 6,16	25
Appui	-17,30	0,054	0,070	0,146	3,41	1,81	5HA10 = 3,93	20

❖ **Vérification de l'espace :**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{\text{rep}} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{\text{rep}} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,199 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,38+2.5) = 11,88 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 21,22 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de σ_{bc} :**

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I = 13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21,22 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 7,09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

. Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

Après calcul on trouve : $f = 1,94 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$ donc c'est vérifiée

Schéma de ferrailage :

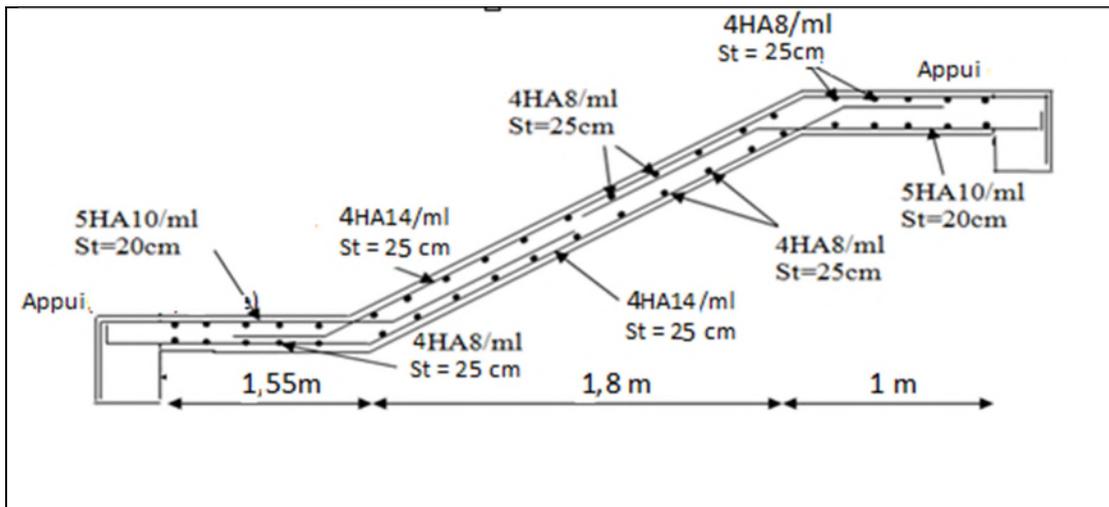


Figure III.26 Schéma de ferrailage volée 1 type 2

Etude de la volée 2 :

Nous avons les volées 2 et 4 sont identiques, donc leur études sa serra comme une console.

Les charges

Volée 2 :

$$G_v = 1,061 \text{ KN/m}^2$$

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

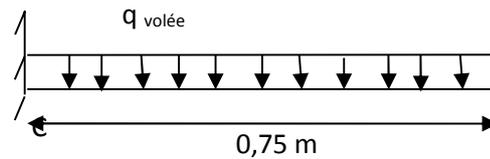


Figure III.27 Schéma de la volée 2 type 2.

Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 18,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 13,11 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouve :

Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{18,07 \times 0,75^2}{2} \right] = -5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{13,11 \times 0,75^2}{2} \right] = -3,69 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 18,07 \times 0,75 = 13,55 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 13,11 \times 0,75 = 9,83 \text{ KN}$$

Ferraillage

➤ **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 ferraillage de la volée 2 type 2 .

Zone	μ_{bu}	Alpha	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	0,016	0,020	0,148	0,98	1,81	4HA8=2,01	25

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,09 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

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

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

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

Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

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

$A_s = 2,01\text{cm}^2$; $M_{ser} = 2,22\text{KN.m}$; $y = 2,17\text{cm}$; $I = 2189,1\text{cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{3,69 \times 2,72}{5217,4} \times 10^3 = 1,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{0,75} = 0,23 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée .}$
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 15} = 0,001 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée .}$

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

Schéma de ferrailage

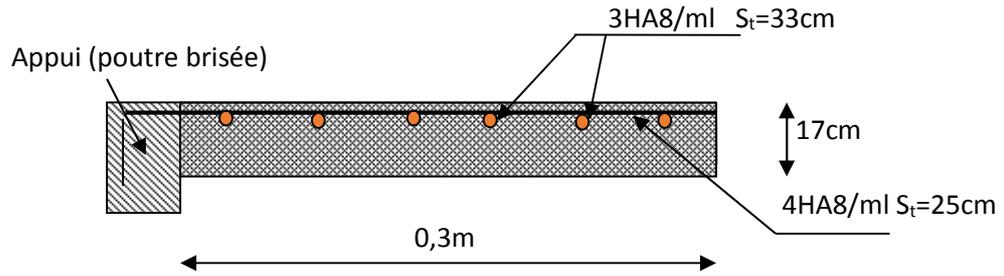


Figure III.28 Schéma de ferrailage de la volée 2 type 2

Volée 3 :

De la même méthode qu'on a calculé la volée 1 (la méthode RDM) :

Tableau III.37 Ferrailage de la volée 3 type 2

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	Alpha	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	28,26	0,087	0,116	0,143	5,68	1,81	4HA14 = 6,16	25
Appui	-16,62	0,052	0,070	0,146	3,27	1,81	5HA10 = 3,93	20

❖ **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales : S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cmcondition vérifiée.

Armatures secondaires: S_t = 20cm ≤ min (4 e, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,197 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,74+2.5) = 11,94 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 20,38 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de σ_{bc}:**

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I=13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,38 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 6,81 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow$ la condition non vérifiée .
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow$ la condition non vérifiée .

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

Après calcul on trouve : $f = 1,81 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$ donc c'est vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage :**

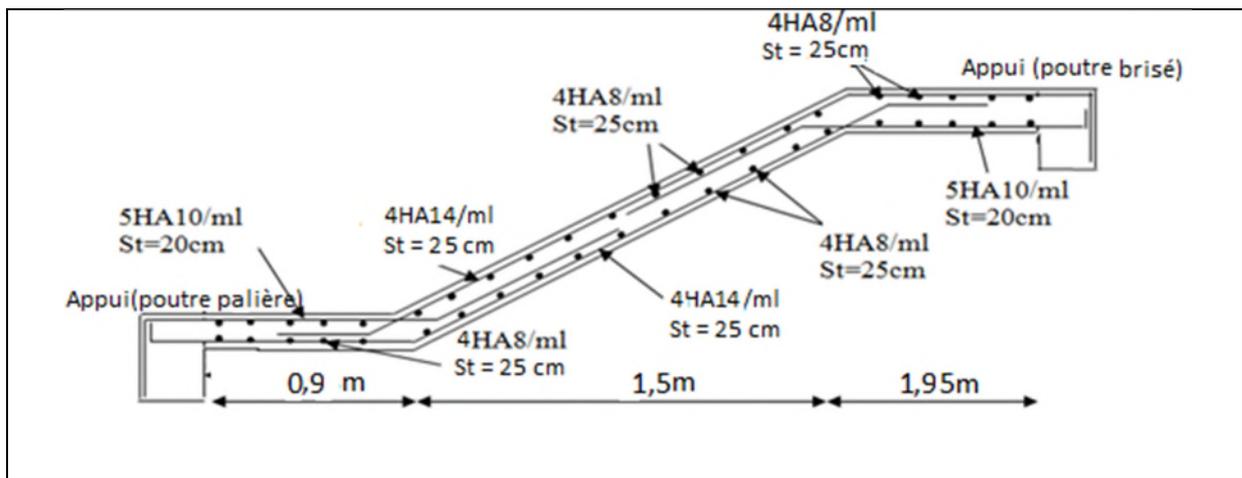


Figure III.29 Schéma de ferrailage volée 3 type 2

III.6. Etude de la poutre brisée (30×30) :

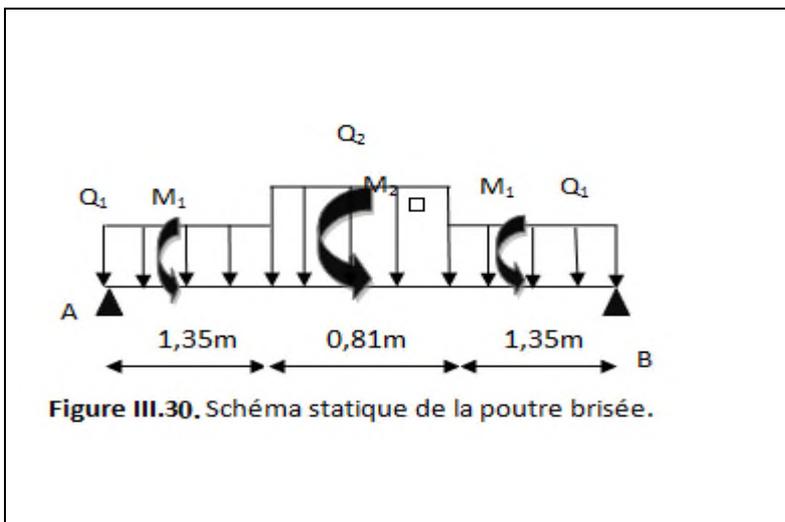


Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisée.

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

Calcul à la flexion simple

1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

Partie horizontale :

$$P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie inclinée : } P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 48} = 3,36 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$Q_1 = 1,35P_h + R_A^U ; \quad Q_2 = 1,35P_{inc} + R_C^U.$$

ELS :

$$Q_1 = P_h + R_A^S ; \quad Q_2 = P_{inc} + R_C^S.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_B^U = 29,9 \text{ KN/ml la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 13,55 \text{ KN/ml la réaction d'appui de la console à l'ELU.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B^S = 21,54 \text{ KN/ml: la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 9,83 \text{ KN/ml: la réaction d'appui de la console à l'ELS.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_1^U = 32,94 \text{ KN/m} & \begin{cases} Q_1^S = 23,79 \text{ KN/m} \\ Q_2^S = 13,19 \text{ KN/m} \end{cases} \\ Q_2^U = 18,09 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,35 + Q_2^U \times \frac{0,81}{2} = 51,79 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,35 + Q_2^S \times \frac{0,81}{2} = 37,46 \text{ KN}$$

D'après le 2^{ème} tronçon $1,35 \text{ m} \leq x \leq 2,16 \text{ m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

On trouve : $M_0^U(1,75) = 41,38 \text{ KN.m}$; $M_0^S(1,75) = 29,97 \text{ KN.m}$

3. Calcul des sollicitations 1

ELU :

$$\text{En travée : } M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 35,17 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^U = -0,5 M_0^U = -20,69 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{En travée : } M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 25,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -14,98 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage

Tableau III.38 Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	Alpha	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
Travée	35,17	0,106	0,140	0,26	1,01	3,82
Appui	20,69	0,062	0,080	0,27	1,01	2,19

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{51,79 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,616 \text{ MPa.}$$

• Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

Tapez une équation ici.

Avec : $M_{tor}^a = M_1 = 17,3 \text{ KN.m}$

M₁: le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée est transmis par la volée 1

$$M_{tor}^{max} = \frac{17,3 \times 3,51}{2} = 30,36 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30,36 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{(0,616)^2 + (4,86)^2} = 4,9 \text{ MPa} > \min(0,1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : (b×h)=(35×45)cm²

En recalcul : e et Ω.

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (45 - 5,83) = 1142,59 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30,26 \times 10^{-3}}{2 \times 1142,59 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{51,79 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45} = 0,329 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{(0,329)^2 + (2,27)^2} = 2,29 \text{ MPa} < \min(0,1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ Le ferrailage

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 136,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{30,36 \times 10^{-1} \times 136,68 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,112459} = 5,30 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0,76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que $b = 35 \text{ cm}$, $d = 43 \text{ cm}$.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 > A_t^{cal} \dots \text{on ferraille avec } A_{min}$$

➤ Ferrailage final de la poutre brisée

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 3,82 + 5,3 / 2 = 6,47 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2,19 + 5,3 / 2 = 4,84 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $St = 20 \text{ cm}$

$$St < \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$A_t = \frac{0,4 * b * St}{f_e} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}) * b * St}{f_e} = -0,0245 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_t = 0,7 \text{ cm}^2$

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 0,76 + 1,81 = 2,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérfications à l'ELS :**

Tableau III.39 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	25,47	10,80	47920	6,11	15
En appuis	14,98	9,16	42728	3,79	15

➤ **Vérification de la flèche**

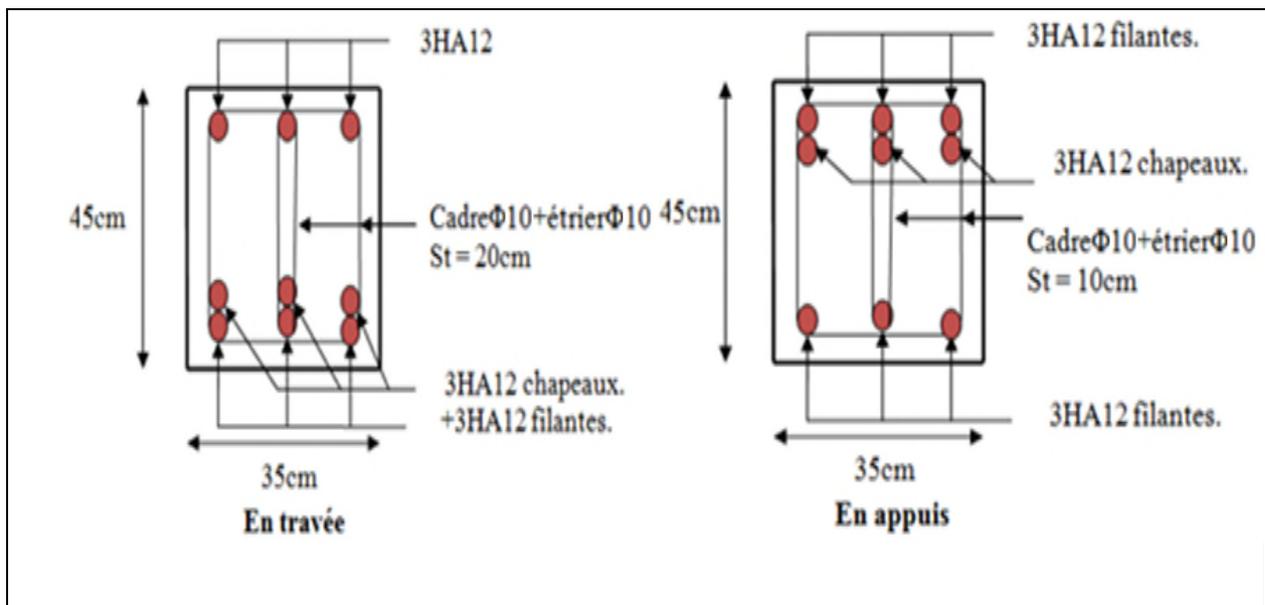
$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{45}{351} = 0,130 > 0,062 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,47}{35 \times 43} = 0,004 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$3. L = 3,3\text{m} < 8\text{m} \text{ la condition est vérifiée.}$$

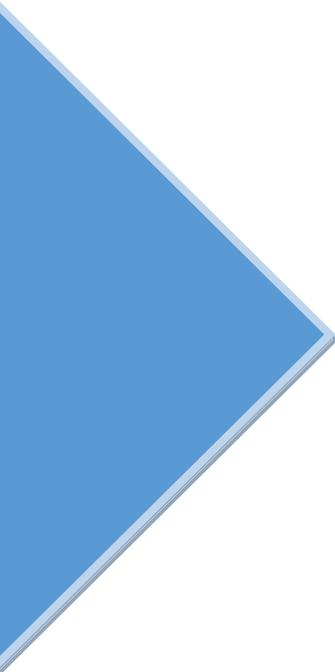
Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Le schéma de ferrailage**



III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.



CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse paraccélérogrammes.

IV.3 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.3.1 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2 (moyenne importance)
- zone sismique : IIa \Rightarrow A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

$$\text{On a site ferme (S2) donc} \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 32,4m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (32,4)^{\frac{3}{4}} = 0.679s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X,Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 15,90m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 13,13m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 34,24}{\sqrt{31,1}} = 0,731s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0,731s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 34,24}{\sqrt{16.25}} = 0,805s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T = 0,679s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.731}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.36$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.805}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.28$$

Q : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$ avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	oui	0	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	oui	0,05
4) Régularité en élévation	oui	0	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1.1$
 $Q_y = 1.2$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.il est donné dans le tableau 43 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

➤ Calcul du poids total de la structure

➤ $W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

➤ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d’exploitation

➤ $\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$ Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d’exploitation.

A partir des résultats du logiciel **Robot 2011** on a trouvé : $W_{\text{tot}} = 26313,94 \text{ KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1187,05 \text{ KN}$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1218,14 \text{ KN}$$

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **Robot Structural Analysis 2011** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

La zone IIa.

Groupe d'usage 2.

Facteur de qualité de la structure

$$q_x = 1,1$$

$$q_y = 1,2$$

Coefficient de comportement global de la structure $R = 5$

Site ferme : S2.

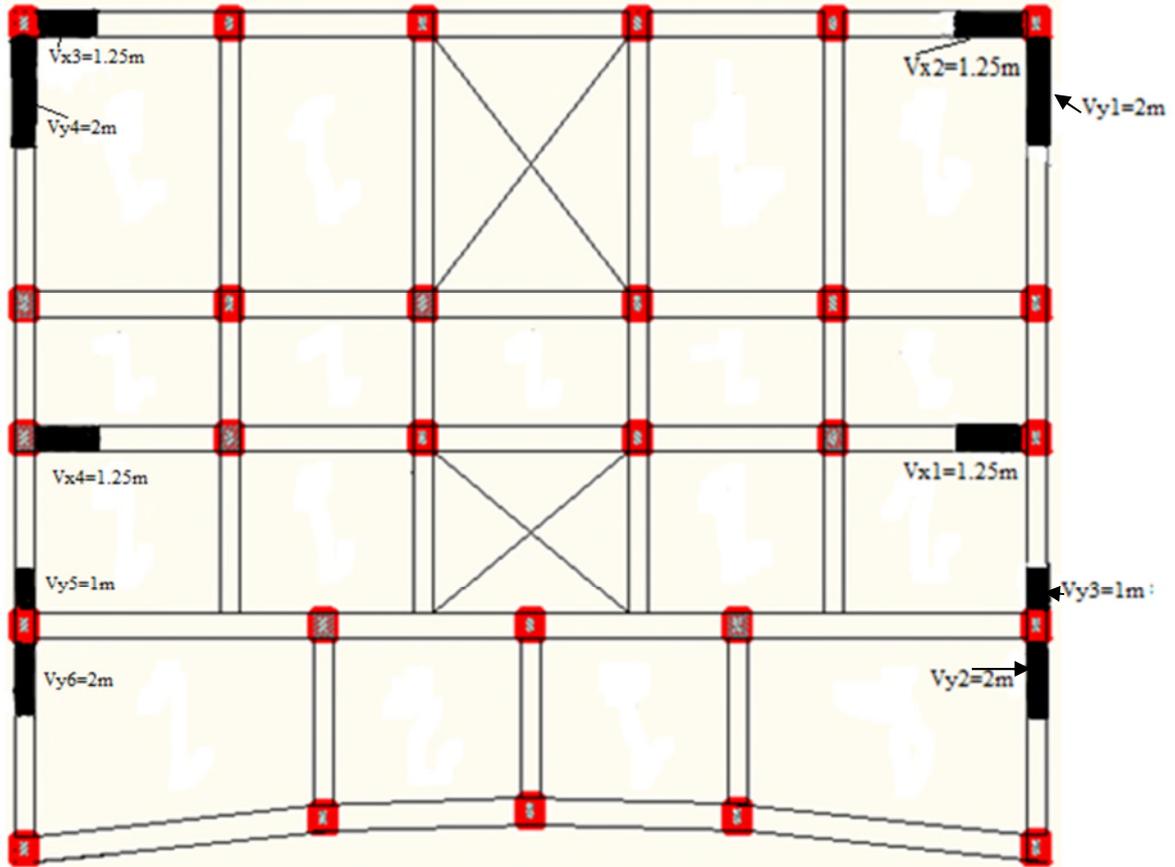
$$\varepsilon = 8,5\%$$

IV .4 Interprétation des résultats de l’analyse dynamique:

IV .4.1 Disposition des voiles de contreventement:

L’aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d’emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d’arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.8.).

La disposition retenue est la suivante :



• **Figure IV.1** Disposition des voiles

IV .4.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Mode de vibration et taux de participation des masses

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	0.50	65.56	0.00	65.56	0.00	2631394.04
2	0.49	65.56	58.03	0.00	58.03	2631394.04
3	0.40	65.68	58.08	0.12	0.05	2631394.04
4	0.18	65.77	67.24	0.09	9.16	2631394.04
5	0.18	76.60	67.31	10.83	0.07	2631394.04

6	0.15	76.60	67.31	0.00	0.00	2631394.04
7	0.11	82.11	67.31	5.51	0.00	2631394.04
8	0.11	82.11	72.98	0.00	5.67	2631394.04
9	0.09	83.20	72.98	1.09	0.00	2631394.04
10	0.08	87.40	72.98	4.20	0.00	2631394.04
11	0.07	87.40	75.89	0.00	2.91	2631394.04
12	0.06	92.01	75.90	4.61	0.00	2631394.04
19	0.04	95.37	82.52	0.69	0.00	2631394.04
20	0.04	95.38	83.79	0.01	1.27	2631394.04
21	0.04	95.38	95.19	0.00	11.40	2631394.04

NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 12^{ème} mode, et selon l'axe y au bout du 21^{ème} mode.

IV .4.3Analyse du comportement de la structure :

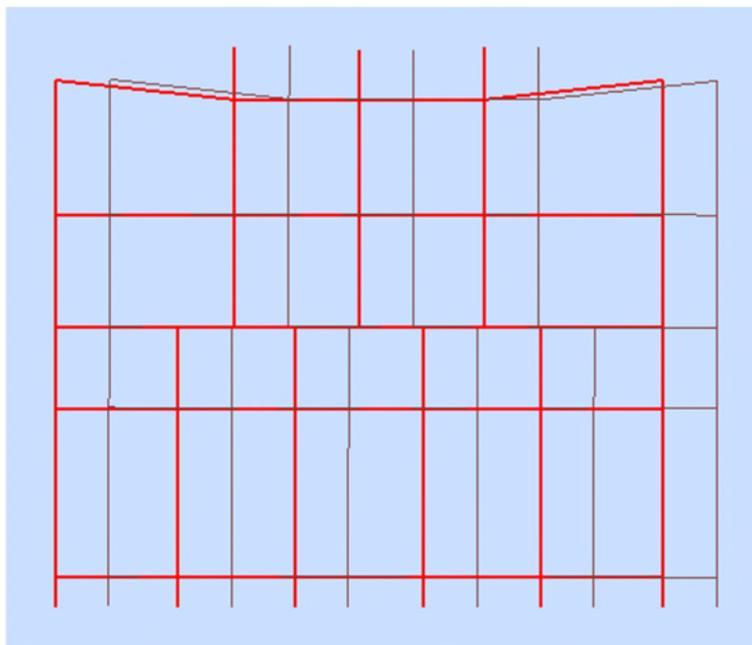


Figure IV.2 1^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)

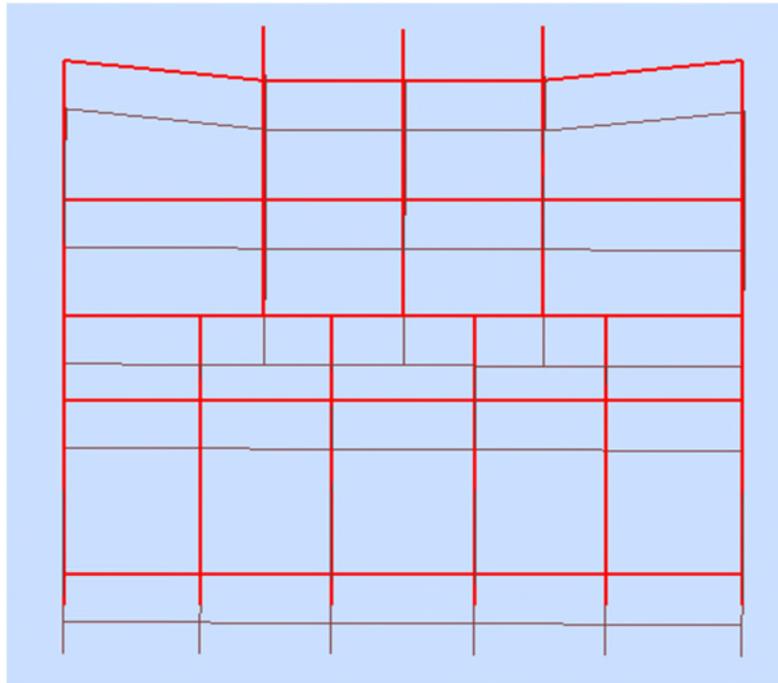


Figure IV.3 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)

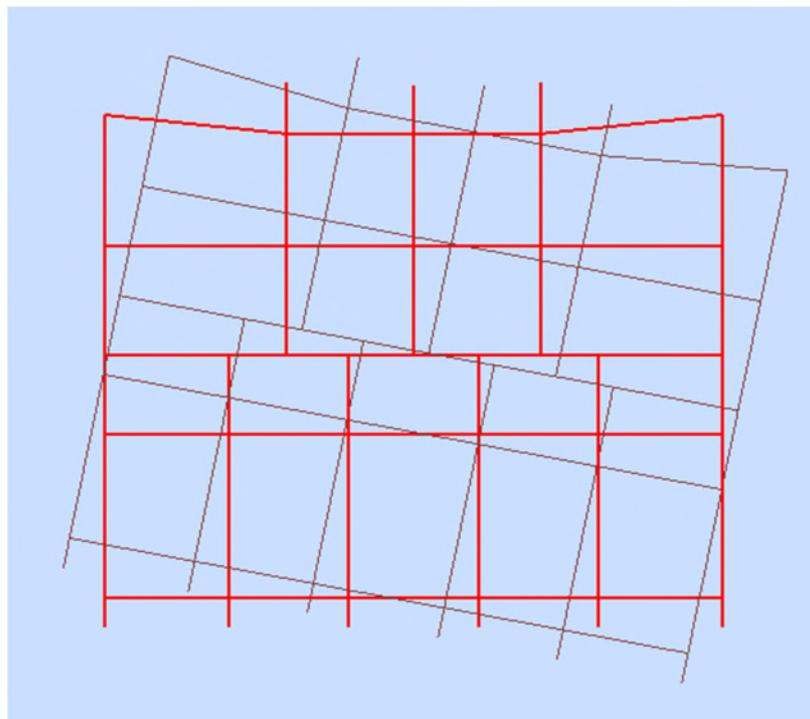


Figure IV.4 3ème mode de déformation (rotation suivant z-z)

IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V _{dyn} (KN)	0.8*V _{st} (KN)	Observation
Sens X-X	1436,10	949,64	Vérifiée
Sens Y-Y	1451,39	974,51	Vérifiée

IV .4.5 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV .4.5.1 Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau IV.4 Interactions sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre sol 2	13733,47	3061,68	16795,1	81,77	18,23
Entre sol 1	11627,96	2670,06	14298	81,33	18,67
RDC	15922,21	3885,8	19808,1	80,38	19,62
Etage 1	13272,19	3520,11	16792,3	79,04	20,96
Etage 2	10868,8	2990,9	13859,7	78,42	21,58
Etage 3	8467,2	2527,11	10994,3	77,01	22,99
Etage 4	6246,94	1953,9	8200,9	76,17	23,83
Etage 5	4119,9	1420,3	5540,21	74,36	25,64
Etage 6	2355,1	797,13	3152,27	74,71	25,29
Etage 7	1608,3	405,34	2013,63	79,87	20,13
2 ^{ème} duplex	518,83	219,26	738,09	70,29	29,71

NB : D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le système de contreventement voiles-portiques est justifiée verticalement dans les trois premiers étages mais la contrainte architecturale ne nous permet pas de disposer les voiles convenablement pour que le système soit justifié dans le reste des étages.

IV .4.5.2 Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5 Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre sol 2	156,56	86,54	243,1	64,4	35,60
Entre sol 1	71,15	21,95	93,1	76,42	23,58
RDC	1184,71	145,3	1330,01	89,08	10,92
Etage 1	846,45	375,27	1221,72	69,28	30,72
Etage 2	908,46	222,73	1131,19	80,31	19,69
Etage 3	761,58	218,08	979,66	77,74	22,26
Etage 4	681,25	140,92	822,17	82,86	17,14
Etage 5	486,99	155,54	642,53	75,79	24,21
Etage 6	372,36	53,17	425,53	87,5	12,5
Etage 7	193,68	43,38	237,06	81,70	18,30
2 ^{ème} duplex	113,7	12,44	126,14	90,14	9,86

NB : le système est justifié horizontalement selon xx mais le pourcentage repris des portiques est plus élevé par rapport à celui des voiles car la contrainte architecturale ne nous permet pas de disposer les voiles convenablement.

Tableau IV.6 Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre sol 2	155,32	195,78	351,1	44,24	55,76
Entre sol 1	141,18	113,14	254,32	55,51	44,49
RDC	536,45	693	1229,45	43,63	56,37
Etage 1	546,94	612,54	1159,48	47,17	52,83
Etage 2	565,67	564,19	1129,86	50,07	49,93
Etage 3	524,28	431,49	955,77	54,85	45,15
Etage 4	499,48	314,07	813,55	61,4	38,6
Etage 5	378,87	247,23	626,1	60,51	39,49
Etage 6	276,98	127,06	406,04	68,21	31,79
Etage 7	198,07	71,95	270,02	73,35	26,65
2 ^{ème} duplex	104,84	21,81	126,65	82,78	17,22

NB : Le système est justifié selon y-y mais comme notre structure n'est pas régulière en élévation donc le nombre des voiles se diminue dans les derniers étages ce qui explique le pourcentage repris élevé des portiques par rapport aux voiles dans les derniers étages.

IV.4.6 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est

limité par la condition suivante : $N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	N _{rd}	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Entre sol 2	60	65	3900	1397,01	0,143	Vérifiée
Entre sol 1	60	65	3900	1309,38	0,134	Vérifiée
RDC	60	65	3900	1217,68	0,1300	Vérifiée
Etage 1	55	60	3300	1118,42	0,136	Vérifiée
Etage 2	55	60	3300	955,51	0,116	Vérifiée
Etage 3	50	55	2750	789,24	0,115	Vérifiée
Etage 4	50	55	2750	627,92	0,091	Vérifiée
Etage 5	45	50	2250	473,50	0,084	Vérifiée
Etage 6	45	50	2250	331,79	0,059	Vérifiée
Etage 7	40	45	1800	218,77	0,049	Vérifiée
2 ^{ème} duplex	40	45	1800	94,71	0,021	Vérifiée

IV.4.7 Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1}$$

$$\delta K = R \times \delta e K$$

Avec :

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

$\delta e K$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
Entre sol 2	0	0	0	0.00	360.0	0.000	vérifiée
Entre sol 1	0	0	0	0.00	288.0	0.000	vérifiée
RDC	0	0	0	0.00	288.0	0.000	vérifiée
Etage 1	0.1	0.5	0	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 2	0.2	1	0.5	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 3	0.3	1.5	1	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 4	0.4	2	1.5	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 5	0.5	2.5	2	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 6	0.6	0	2.5	0.50	288.0	0.174	vérifiée
Etage 7	0.6	0	0	0.00	288.0	0.000	vérifiée
2 ^{ème} duplex	0.70	0	0	0.00	288.0	0.000	vérifiée

Tableau IV.9 Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
Entre sol 2	0	0	0	0.00	360.0	0.000	<i>vérifiée</i>
Entre sol 1	0	0	0	0.00	288.0	0.000	<i>vérifiée</i>
RDC	0	0	0	0.00	288.0	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.1	0.25	0	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.2	0.5	0.25	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.3	0.75	0.5	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0.4	1	0.75	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0.5	1.25	1	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0.6	0	1	0.25	288.0	0.087	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0.7	0	0	0.00	288.0	0.000	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} duplex	0.8	0	0	0.00	288.0	0.000	<i>vérifiée</i>

IV .4.8 Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.10 Vérification des effets P- Δ (x-x)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
Entre sol 2	360.0	16795.15	0.00	16795.15	0.000	<i>vérifiée</i>
Entre sol 1	288.0	14298.04	0.00	14298.04	0.000	<i>vérifiée</i>
RDC	288.0	19808.05	0.00	19808.05	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 1	288.0	16792.3	0.50	16792.8	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 2	288.0	13859.71	0.50	13860.21	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 3	288.0	10994.31	0.50	10994.81	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 4	288.0	8200.9	0.50	8201.4	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 5	288.0	5540.21	0.50	5540.71	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 6	288.0	3152.27	0.50	3149.77	0.002	<i>vérifiée</i>
Etage 7	288.0	2013.63	0.00	2013.63	0.000	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} duplex	288.0	738.09	0	738.09	0.000	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.11 Vérification des effets P- Δ (y-y)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
Entre sol 2	360.0	16795.15	0.00	16795.15	0.000	<i>vérifiée</i>
Entre sol 1	288.0	14298.04	0.00	14298.04	0.000	<i>vérifiée</i>
RDC	288.0	19808.05	0.00	19808.05	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 1	288.0	16792.3	0.25	16792.55	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 2	288.0	13859.71	0.25	13859.96	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 3	288.0	10994.31	0.25	10994.56	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 4	288.0	8200.9	0.25	8201.15	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 5	288.0	5540.21	0.25	5540.46	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 6	288.0	3152.27	0.25	3151.02	0.001	<i>vérifiée</i>
Etage 7	288.0	2013.63	0.00	2013.63	0.000	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	288.0	738.09	0	738.09	0.000	<i>Vérifiée</i>

IV.5 Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structurale Analysis, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Ainsi que la vérification à la foi des conditions de RPA 99/2003 nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (35×45) cm²; Poutre secondaire (35×40) cm²

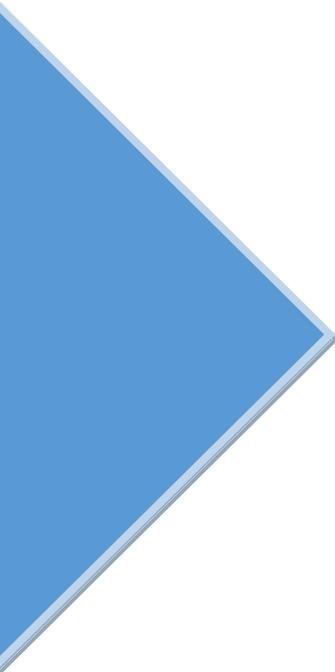
Poteaux de l'entre sol 2 et 1 et RDC (60×65) cm²

Poteaux de 1^{er} et 2^{eme} étage (55×60) cm²

Poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étage (50×55) cm²

Poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étage (45×50) cm²

Poteaux de 7^{eme} étage et 2^{eme} duplex (40×45) cm²



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **AUTODESK ROBOT**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} *1.35G + 1.5Q & G + Q \\ *G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.1 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	35×45	7.875	63	94.5
<i>Secondaire</i>	35×40	7	56	84

Calcul du ferrailage :**a. Les armatures longitudinales****Tableau V.2** Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	S (cm ²)	Local	M(KN/m)	V (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etage courant	PP	35x45	Appuis	213,72	236,61	7,87	11,03	4HA14 (filante) + 2HA20 (chapeau) = 12,44
			Travée	145,01			9,6	3HA14 (filante) + 3HA16 (chapeau) = 10,18
	PS	35x40	Appuis	90,41	111,04	7	6,3	3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01
			Travée	77,14			5,4	3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01
Terrasse inaccessible	PP	35x45	Appuis	53,63	72,64	7,87	3,7	3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01
			Travée	46,71			3,2	3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01
	PS	35x40	Appuis	53,63	35,92	7	4,3	4HA12 (filante) + 2HA14 (chapeau) = 7,6
			Travée	46,71			3,7	4HA12 (filante) + 2HA14 (chapeau) = 7,6

b. Les armatures transversales➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,28; 3,5) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3,5) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$.

- Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11,25 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **S_t=10 cm**
- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **S_t=10 cm**

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$ Soit : **S_t=15cm**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **S_t=15cm**

1) Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,575 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU**

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.3 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	236.61	1.6	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	111,04	0,79	3,33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principales	14,33	0,236	0,214	6,78	-9,49	Vérifiée
Secondaires	10,18	0,111	0,090	3,19	-4,00	Vérifiée

Vérification à l'ELS:

Etat limite de compression du béton :

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

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

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.5 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localis	M_{ser} (KN.m)	I (cm4)	Y(cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	Obser
Principales	Appui	137,35	171010,9	16,86	13,54	15	Vérifiée
	Travée	95,29	134791	14,82	10,48	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	79,41	83611	12,44	11,81	15	Vérifiée
	Travée	65,14	83611	12,44	9,67	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \text{ BAEL91 (Art B. 6.5)} \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{435} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,103 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{10,18}{35 \times 42} = 0,0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{435} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,103 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{8,01}{35 \times 37} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

• Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

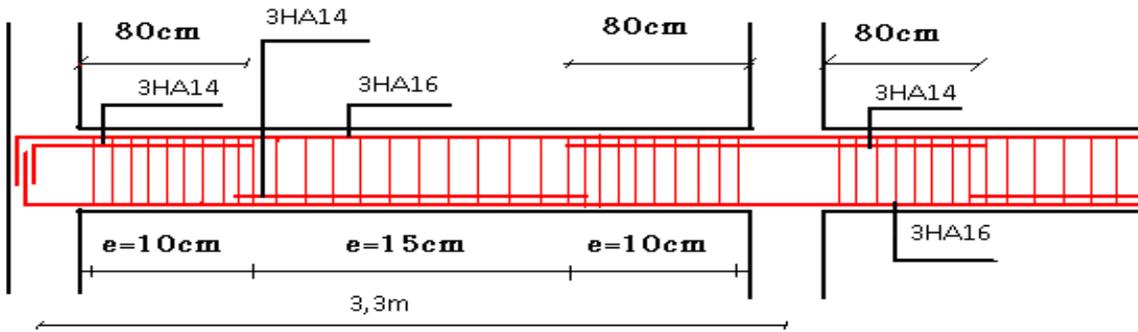


Figure V.1 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Sachant que : le recouvrement des barres sup seront aux travées.
le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre principale de RDC (35× 45)

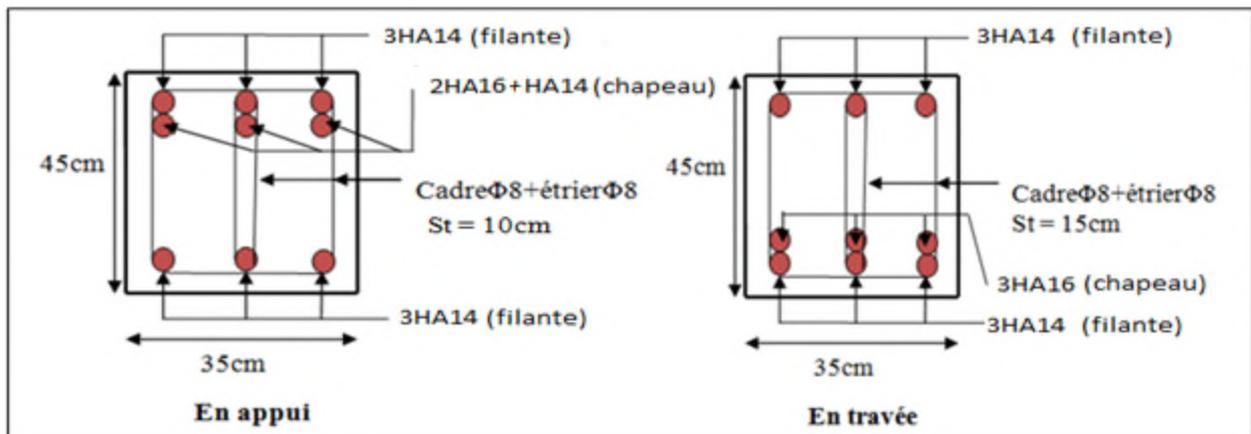


Figure V.2 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q \\
 & * G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.3).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

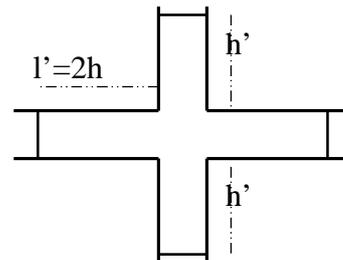


Figure V.3 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<i>ES2 et ES1 et RDC</i>	60×65	31,2	156	234
<i>1^{er} et 2^{ème} étages</i>	55×60	26.4	132	198
<i>3^{ème} et 4^{ème} étages</i>	50×55	22	110	165
<i>5^{ème} et 6^{ème} étages</i>	45×50	18	90	135
<i>7^{ème} et 2^{ème} duplex</i>	40×45	14,4	72	108

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$.

Où : Φ_L^{\min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

RPA99.V2003

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement 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 $10\phi_{\min}$

Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **AUTODESK ROBOT**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau V.7 Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
60×65	1611,07	4,31	122,10	37,83	203,10	747,12	116,88
55×60	1214,15	46,97	105,61	22,16	123,72	1030,17	160,92
50×55	866,54	28,17	41,12	23,03	99,29	72,00	124,36
45×50	545,74	26,9	208,00	24,27	133,54	201,82	81,50
40×45	275,91	11,93	60,99	7,43	86,7	275,91	45,62

Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau des entre sols 2 et 1 et le RDC (60×65)cm²:

$$b = 60\text{cm} \quad ; \quad h = 65\text{cm}$$

$$d = 59\text{cm} \quad ; \quad d' = 6\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\max} = 1611,07 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,31}{1611,07} \times 100 = 0,27 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 431.243 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 422.624 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1482,25 \text{ KN.m}$$

$$422,624 \text{ KN.m} < 1482,25 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{431.243 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,59^2 \times 14,2} = 0,145 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,197$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,197 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,543\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{431.243 \times 10^{-3}}{0,543 \times 348} \times 10^4 = 22,82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 22,82 - \frac{1611,07 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -23,48 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

b) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 203,10 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 747,12 \text{ KN} \Rightarrow G + Q + Ex$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{203,10}{747,12} \times 100 = 27,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 401,09 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -5,11 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1927,96 \text{ KN.m}$$

$$-5,11 \text{ KN.m} < 1927,96 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,104 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,137$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0,56 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 20,58 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 20,58 - \frac{747,12 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -0,88 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

c) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{corres}$

$$N_{\min} = 122,10 \text{ KN.} \rightarrow M_{corres} = 37,83 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37,83}{122,10} \times 100 = 30,98 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 70,19 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -5,48 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1927,96 \text{ KN.m}$$

$$-5,48 \text{ KN.m} < 1927,96 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,018 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0,58 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3,48 - \frac{122,10 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -0,030 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

Armatures longitudinale

Tableau V.8 Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
ES 2 et 1 et RDC	60×65	0	0	31,2	8HA20+4HA16=31.92
1, 2 ^{ème} étages	55×60	0	0,9	26.4	4HA20+8HA16=28.65
3, 4 ^{ème} étages	50×55	0	1,3	22	8HA16+4HA14=22.24
5, 6 ^{ème} étages	45×50	0	0,43	18	12HA14=18.47
7 et 8 ^{ème} étage	40×45	0	1,82	14,4	8HA12+4HA14=15.21

Armatures transversales➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (60×65):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_f \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,68}{0,6} = 3,12 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 116,88 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} \times 10^4 = 2,53 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 65) = 3,25 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 65) = 4,875 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **10** cadre **HA8=5.03 cm²**

Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	ES2	ES1 et RDC	1, 2 Etages	3 et 4 ^{ème} Etages	5, 6 ^{ème} Etages	7 et 8 ^{ème}
Section (cm ²)	60×65	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	2	2	2	1,6	1,4	1,4
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
L ₀ (cm)	340	268	268	268	268	268
L _f (cm)	238	187,6	187,6	187,6	187,6	187,6
λg	3,97	3,12	3,41	3,75	4,17	4,69
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V _u (kn)	116,88	116,88	160,92	124,36	81,50	45,62
L _r (cm)	80	80	80	64	56	56
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A ^t _{cal} (cm ²)	2,53	2,53	3,77	3,18	1,5	1,2
A ^t _{min} (cm ²)z.nodale	3,25	3,25	3	2,75	2,5	2,25
A ^t _{min} (cm ²)z.courante	4,875	4,875	4,125	3,75	3,375	3,00

A^t adopte (cm²)	4,71	4,71	4,71	4,71	3,02	3,02
Nombre des cadres	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8

Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (60×65):

$l_0 = 2.68m$ et $N_{max} = 1611,07KN$.

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

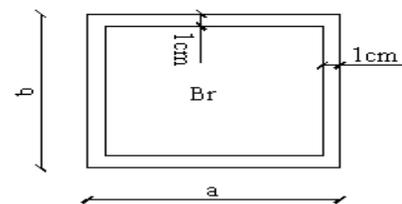


Figure V.4 Section réduite du béton

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.275m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,65^2}{12}} \Rightarrow i = 0,173m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élancement du poteau prise : $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots$ poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots$ poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,275}{0,6} = 13,12 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{13,12}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,827$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (60 - 2) \times (65 - 2) = 3654cm^2 = 0,3654m^2$$

$$N_d = 0,827 \times \left[\frac{0,3654 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 29,232 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 5602,51KN$$

$$N_{max} = 1980,27KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _r (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	Obs
ES2	60×65	3,40	227,5	13,135	0,827	29,232	3654	5588,05	1611,07	Vérifiée
ES1 et RDC	60×65	2,68	227,5	13,135	0,827	29,232	3654	5588,05	1611,07	Vérifiée
1,2 ^{ème} étages	55×60	2,68	177,1	11,154	0,833	24,592	3074	4754,90	1214,15	Vérifiée
3,4 ^{ème} étages	50×55	2,68	177,1	12,270	0,830	20,352	2544	3921,09	866,54	Vérifiée
5,6 ^{ème} étages	45×50	2,68	177,1	13,633	0,825	16,512	2064	3166,44	545,74	Vérifiée
7,8 ^{ème} étages	40×45	2,68	177,1	15,337	0,819	13,072	1634	2491,08	275,91	Vérifiée

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$ *béton fibre supérieure.*

$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V'$ *béton fibre inférieure*

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$; $V' = h - V$

$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$

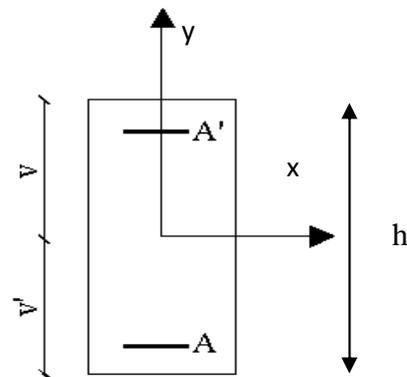


Figure V.5 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	ES2	ES1 et RDC	1,2 étages	3, 4ème étages	5,6 ème étages	7, 8 ème étages
Section (cm ²)	60×65	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
d (cm)	59	59	54	50	45	40
A (cm)	31.92	31.92	28.65	22.24	18.47	18,47
S (m ²)	0,438	0,438	0.373	0.308	0.253	0.208
V (cm)	35,38	35,38	32.87	29.97	27.16	24.80
V' (cm)	29,62	29,62	32.13	25.03	22.84	20.20
I _{yy'} (m ⁴)	0.026	0.026	0.023	0.014	0.0093	0.0064
N _{ser} (KN)	1175,08	1175,08	844.92	631.59	397.85	202.04
M _{ser} (KN.m)	4.76	4.76	40.05	16.99	15.94	63.30
M _{serG} (MN.m)	0.039	0.039	0.058	0.033	0.024	0.067
σ _{bc1} (MPa)	3.21	3.21	3.07	2.75	2.27	3.57
σ _{bc2} (MPa)	2.24	2.24	1.45	1.46	0.98	0.76
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
ES 2 et 1 et RDC	3900	340	5.23	0.075	59	116.88	0.361	1.875	Vérifiée
ES1 et RDC	3300	268	4.12	0.040	59	116.88	0.361	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	2750	268	4.47	0.040	55	160.92	0.591	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	2250	268	4.87	0.040	50	124.36	0.533	1	vérifiée

étages									
5,6ème étages	1800	268	5.36	0.075	45	81.50	0.447	1	<i>vérifiée</i>
7,8ème étages	1400	268	5.96	0.075	36	45.62	0.317	1	<i>vérifiée</i>

Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_r = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau

• RDC + les étages :

$$L' = 90 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Pour l'entre sol 2 :

Schéma de ferrailage des poteaux :

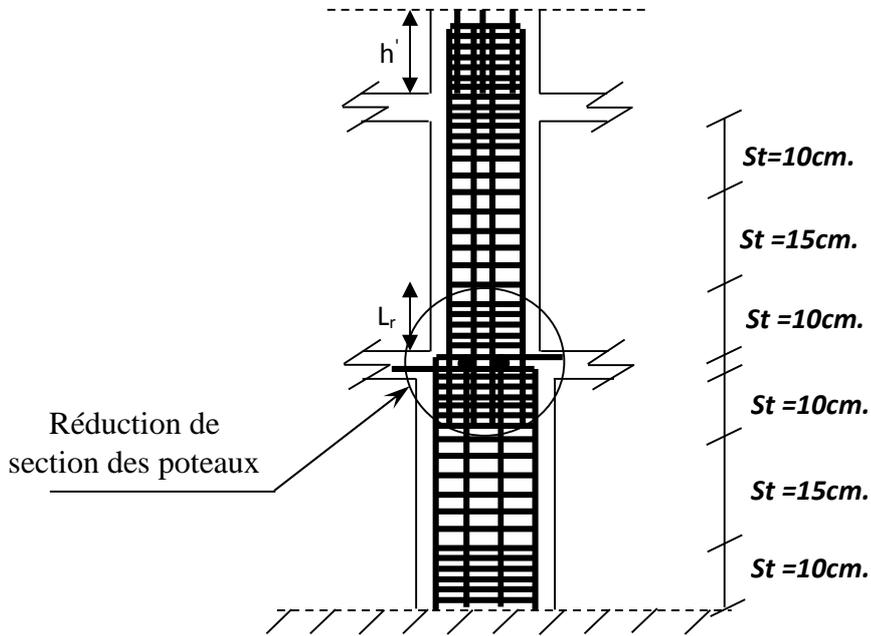
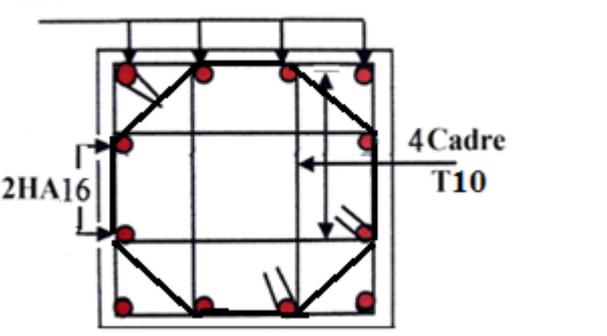
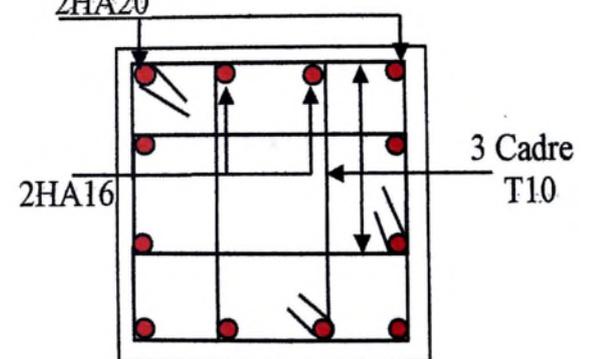
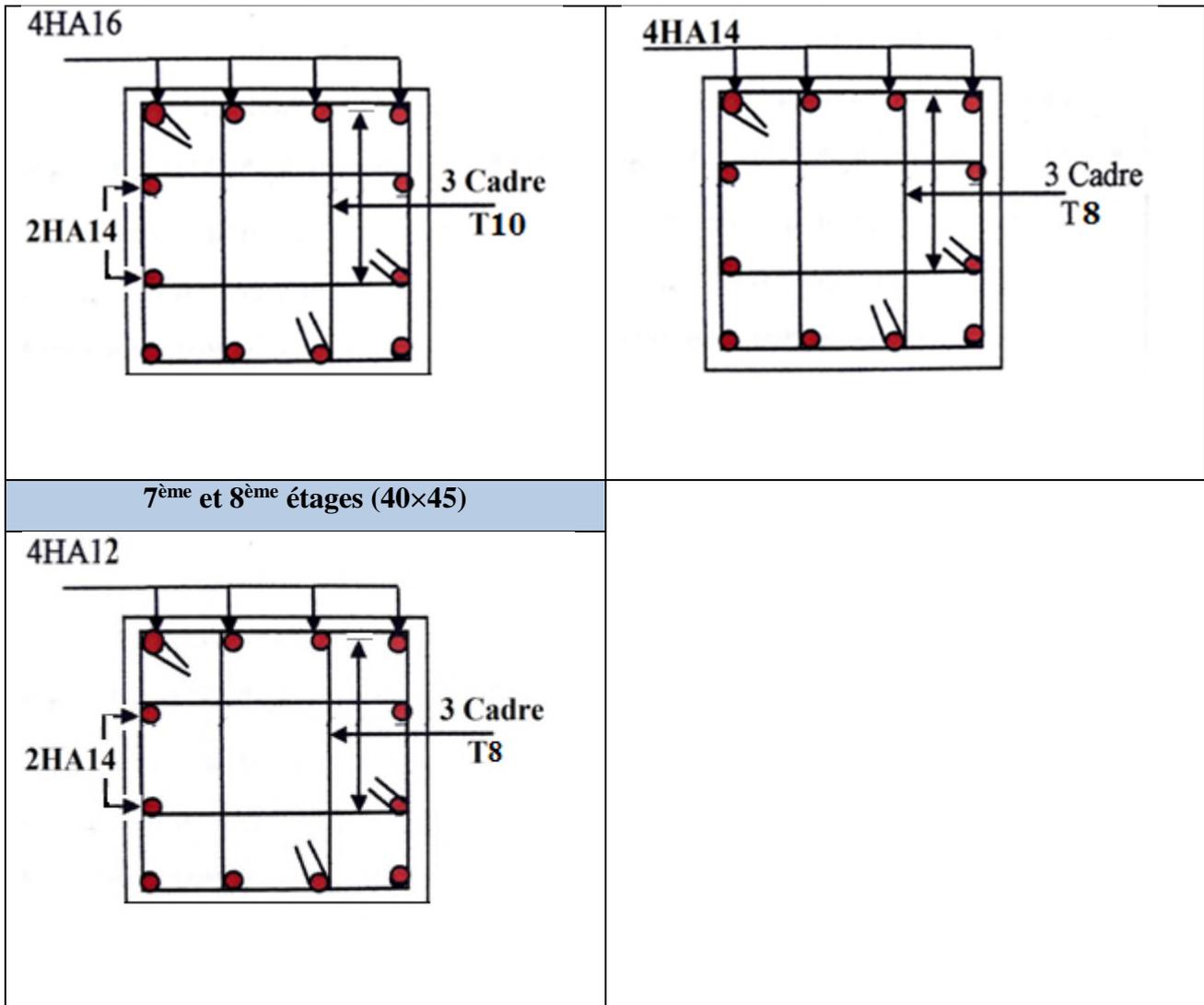


Figure V.6 Ferrailage des sections des poteaux

Tableau V.13 Ferrailage des sections des poteaux

ES2 et ES1 et RDC(60×65)	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages (55×60)
<p>4HA20</p>  <p>2HA16</p> <p>4 Cadre T10</p>	<p>2HA20</p>  <p>2HA16</p> <p>3 Cadre T10</p>
<p>3^{ème} et 4^{ème} étages (50×55)</p>	<p>5^{ème} et 6^{ème} étages (45×50)</p>



7^{ème} et 8^{ème} étages (40×45)

Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :
Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \times As \times \sigma_s$$

$$\text{Avec: } Z = 0.9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

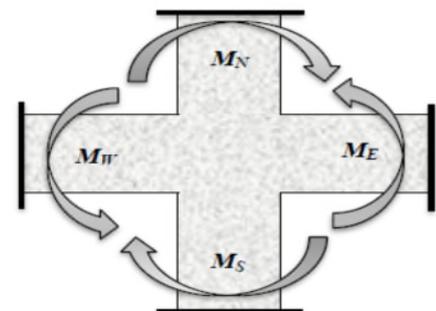


Figure V.7 Schéma de la zone nodale.

Tableau V.14 Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
ES2	60×65	0,585	29,232	595,11
ES1 et RDC	60×65	0,585	29,232	595,11
Etage 1 et 2	55×60	0,540	24,592	462,13
Etage 3 et 4	50×55	0,495	20,352	350,58
Etage 5 et 6	45×50	0,450	16,512	258,58
Etage 7 et 8	40×45	0,405	13,072	184,24

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

Tableau V.15 Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etage courant RDC	PP	35×45	0.405	14.33	201.97
	PS	35×40	0.360	8.01	100.35
Terrasse inaccessible	PP	35×45	0.405	8.01	112.89
	PS	35×40	0.360	7.6	95.21

Tableau V.16 Vérification de la zone nodale.

Niveau	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w =M _e	1,25(M _w +M _e)	Observation
ES2	595,11	595,11	1190.22	201.97	504.925	Vérifiée
ES 1	595,11	595,11	1190.22	201.97	504.925	Vérifiée
RDC	595,11	595,11	1190.22	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 1	462.13	462.13	924.26	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 2	462.13	462.13	924.26	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 3	350.58	350.58	701.16	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 4	350.58	350.58	701.16	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 5	258.58	258.58	516.96	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 6	258.58	258.58	516.96	201.97	504.925	Vérifiée
Etage 7	184.24	184.24	368.48	201.97	504.925	Non Vérifiée
Etage 8	184.24	184.24	368.48	201.97	504.925	Non Vérifiée

Remarque :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.6.2** la vérification de la zone nodale n'est pas nécessaire aux deux derniers niveaux pour des bâtiments dont le nombre d'étage est supérieur à R+2

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4.Étude des voiles :**Introduction:**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Recommandation du RPA 99/2003 :

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

✓ L'espace : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Ferraillage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

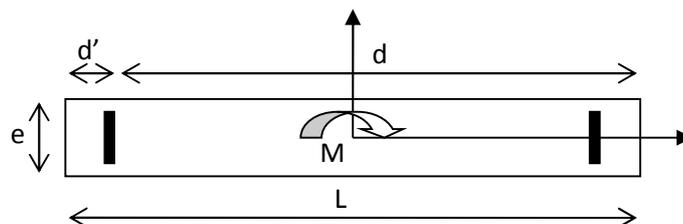


Figure V.8 Schéma d'un voile plein

Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ & \text{est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

Règles communes :

$$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (L_x \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.5m$

Niveau	N max et M _{corres}		M max et N _{corres}		N min et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
ES2 et 1 et RDC	-629,39	1.59	58.53	-2.81	-25.57	404.19	170.28
1 , 2 ^{ème} étages	-395.38	8.89	-65.64	-82.09	-88.53	224.68	65.45
3 ,4 ^{ème} étages	-306.91	9.28	20.53	6.62	40.88	271.52	49.65
5 , 6 ^{ème} étages	-189.58	9.33	4.95	7.76	22.77	186.56	43.53
7 ^{ème} étage	-56.86	-22.59	-22.59	-56.86	6.17	14.07	29.47

- $y-y'$:

Tableau 5.18 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2$ m

Niveau	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
ES2 et 1	-1108.74	-46.36	-70.06	-935.37	122.26	35.87	-62.55
RDC	-766.91	-148.94	-148.94	-766.91	-54.05	-54.07	-145.90
1, 2 ^{ème} étages	-682.91	-115.38	164.24	-305.08	-50	2.26	118.53
3, 4 ^{ème} étages	-492.20	15.14	52.33	-316.60	-36.36	1.48	55.60
5 ^{ème} étage	-285.98	42.77	53.41	-277.67	68.04	-22.17	41.29
6 ^{ème} étage	-210.74	-4.82	37.06	-72.47	69.13	20.94	-23.17
7 ^{ème} étage	-169.35	46.03	46.03	-169.35	58.04	-23.58	-21.80
8 ^{ème} étage	-84.90	-6.95	10.90	2.13	43.51	8.93	19.09

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2$ m

Niveau	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	-766.91	-148.94	-148.94	-766.91	-54.05	-54.07	-145.90
1, 2 ^{ème} étages	-682.91	-115.38	164.24	-305.08	-50	2.26	118.53
3, 4 ^{ème} étages	-492.20	15.14	52.33	-316.60	-36.36	1.48	55.60
5 ^{ème} étage	-285.98	42.77	53.41	-277.67	68.04	-22.17	41.29

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1$ m

Niveau	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	-804.46	73.03	73.03	-804.46	477.18	-65.12	58.38
1, 2 ^{ème} étages	-430.96	26.92	-39.83	-61.41	184.78	-33.37	21.19
3, 4 ^{ème} étages	-237.15	22.17	-30.18	-105.60	65.78	-26.17	17.32
5, 6 ^{ème} étages	-130.74	-17.37	-17.37	-130.74	-7.96	0.15	19.12

- Sens $x-x'$:

Tableau V.21 Résultats du ferrailage du voile $V_{x1}=1.25$ m

Niveau	E2, E2, RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7
Section (m ²)	(0.2×0.925)	(0.2×0.95)	(0.2×0.975)	(0.2×1.00)	(0.2×1.125)
M (KN.m)	1.59	-8.89	-9.28	-9.33	-22.59
N (KN)	-629.39	-395.38	-306.91	-189.58	-56.86

V (KN)	11.84	18.24	40.07	36.19	29.47
τ(MPA)	0.1	0.15	0.32	0.28	0.2
τ_{adm}(MPA)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$(cm²)	7.99	4.82	3.7	2.21	0.21
A_v^{Min} (cm²)	2.14	2.35	2.43	2.45	2.88
L_{tendu} (m)	0.45	0.41	0.4	0.35	0.3
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.82	1.63	1.59	1.41	1.19
A_v^{Adop} (cm²)	8HA12	5HA12	5HA10	4HA10	4HA8
N^{bre}/face	6	5	5	4	4
S_t(cm)	18	18	18	18	18
L_c (m)	0.02	0.13	0.18	0.3	0.53
A^{Comp}_{Min}(cm²)	0.03	0.27	0.36	0.59	1.06
A_h^{cal}(cm²)	0.12	0.19	0.4	0.35	0.25
A_h^{min}(cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}(cm²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22 Résultats du ferrillage du voile $V_{x2}=1.25m$

Niveau	E2, E2, RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	(0.2×0.925)	(0.2×0.95)	(0.2×0.975)	(0.2×1.00)	(0.2×0.55)	(0.2×0.55)
M (KN.m)	1.59	-8.89	-9.28	-9.33	-1.93	-1.28
N (KN)	-629.39	-395.38	-306.91	-189.58	-176.03	-31.6
V (KN)	11.84	18.24	40.07	36.19	19.1	9.63
τ(MPA)	0.1	0.15	0.32	0.28	0.27	0.14
τ_{adm}(MPA)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$(cm²)	7.99	4.82	3.7	2.21	2.28	0.37
A_v^{Min} (cm²)	2.78	2.85	2.93	3	1.65	1.65
L_{tendu} (m)	0.45	0.41	0.4	0.35	0.24	0.15
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.82	1.63	1.59	1.41	0.97	0.61
A_v^{Adop} (cm²)	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
N^{bre}/face	7	7	7	7	7	7
S_t(cm)	18	18	18	18	18	18

L_c (m)	0.02	0.13	0.18	0.3	0.07	0.24
A_{CompMin}(cm²)	0.03	0.27	0.36	0.59	0.13	0.49
A_h^{cal}(cm²)	0.12	0.19	0.4	0.35	0.34	0.17
A_h^{min}(cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}(cm²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	18	18	18	18	18	18

Tableau V.23 Résultats du ferrailage du voile V_{y1}=2 m

Niveau	ES2 et 1	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Section (m²)	(0.2×1.7)	(0.2×1.4)	(0.2×1.425)	(0.2×1.225)	(0.2×1.275)	(0.2×0.975)	(0.2×1)	(0.2×0.6)
M (KN.m)	-46.36	-148.94	164.24	15.14	53.41	-4.82	46.03	8.93
N (KN)	-1108.74	-766.91	-305.08	-492.2	-277.67	-210.74	-169.35	-43.51
V (KN)	-62.55	145.95	118.53	55.6	41.29	23.17	21.8	19.09
τ(MPA)	0.29	0.81	0.65	0.35	0.25	0.18	0.17	0.25
τ_{adm}(MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal}/face(cm²)	14.49	7.27	7.98	7.52	5.37	2.98	3.95	1.15
A_v^{min}(cm²)	5.1	4.2	4.28	3.68	3.83	2.93	3	1.8
L_t (m)	0.720	0.12	0.4	0.52	0.06	0.42	0.19	0.15
A_{min}^{tendu}(cm²)	2.9	0.47	1.59	2.08	0.24	1.68	0.77	0.62
A_{v,adop}(cm²)	24HA10	22HA8	22HA8	20HA8	20HA8	16HA8	16HA8	12HA8
N^{bre}/par face	11	11	11	10	10	8	8	6
St(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18
L_c(cm)	0.25	1.17	0.63	0.18	1.15	0.14	0.61	0.29
A_{min}^{comp}(cm²)	0.5	2.33	1.26	0.37	2.31	0.27	1.23	0.58
A_h^{cal}	0.36	1.01	0.81	0.44	0.31	0.23	0.21	0.31
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N^{bre} par plan	1	1	1	1	1	1	1	1
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

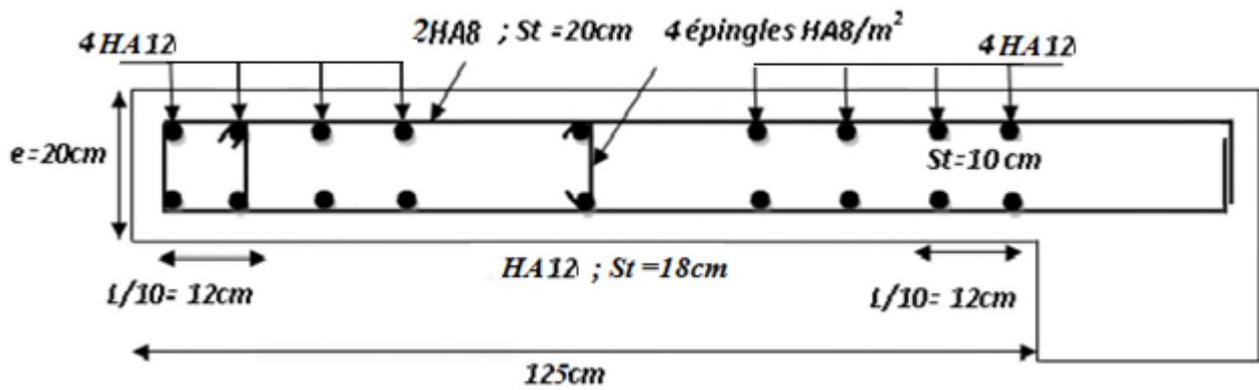
Tableau V.24 Résultats du ferrailage du voile V_{y2}=2 m

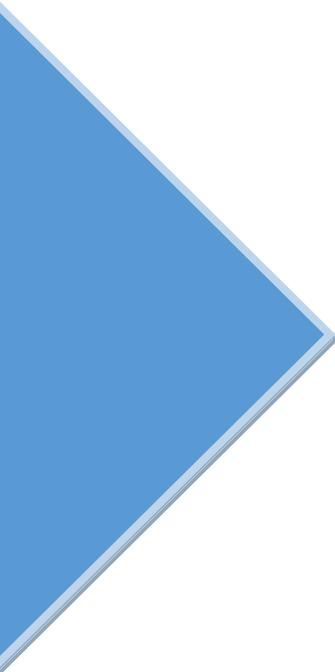
Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5
Section (m²)	(0.2×1.4)	(0.2×1.425)	(0.2×1.225)	(0.2×1.275)
M (KN.m)	-148.94	164.24	15.14	53.41
N (KN)	-766.91	-305.08	-492.2	-277.67
V (KN)	145.95	118.53	55.6	41.29
τ(MPA)	0.81	0.65	0.35	0.25

τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$ (cm ²)	7.27	7.98	7.52	5.37
A_v^{min} (cm ²)	4.2	4.28	3.68	3.83
L_t (m)	0.12	0.4	0.52	0.06
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.47	1.59	2.08	0.24
$A_{v.adop}$ (cm ²)	22HA8	22HA8	20HA8	20HA8
N ^{bre} /par face	11	11	10	10
St(cm)	18	18	18	18
L_c (cm)	1.17	0.63	0.18	1.15
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.33	1.26	0.37	2.31
A_h^{cal}	1.01	0.81	0.44	0.31
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N ^{bre} par plan	1	1	1	1
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.25 Résultats du ferrailage du voile $V_{y3}=2$ m

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
Section (m ²)	(0.2×0.7)	(0.2×0.725)	(0.2×0.75)	(0.2×0.775)
M (KN.m)	-73.03	26.92	-1.93	-1.28
N (KN)	-804.46	-430.96	-176.03	-31.6
V (KN)	58.38	21.19	19.1	9.63
τ (MPa)	0.65	0.23	0.2	0.1
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$ (cm ²)	15.07	7.59	2.58	0.43
A_v^{min} (cm ²)	2.1	2.18	2.25	2.33
L_t (m)	0.08	0.18	0.34	0.27
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.31	0.7	1.37	1.06
$A_{v.adop}$ (cm ²)	14HA12	14HA10	14HA8	14HA8
N ^{bre} /par face	7	7	7	7
St(cm)	18	18	18	18
L_c (cm)	0.54	0.37	0.07	0.24
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.09	0.75	0.13	0.49
A_h^{cal}	0.81	0.28	0.25	0.12
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N ^{bre} par plan	1	1	1	1
St (cm)	20	20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_{x1} = 1.25m$ Figure V.9 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.25m$



CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux -6.48m c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmittance des différents charges venues de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirect (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurée :

- 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

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.
- D'après le rapport de sol on a :

D (encrage)=2,5m ; $Q_{adm}=1.80$ bar (contrainte admissible) ; $C=28$ KN/m²(Cohésion) ; $\gamma=19.2$ KN/m³ (Poids volumique); $\theta =20^\circ$ (angle de frottement interne)

Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.2.1. semelles isolées

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1)les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

$N=1185.39$ KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT)

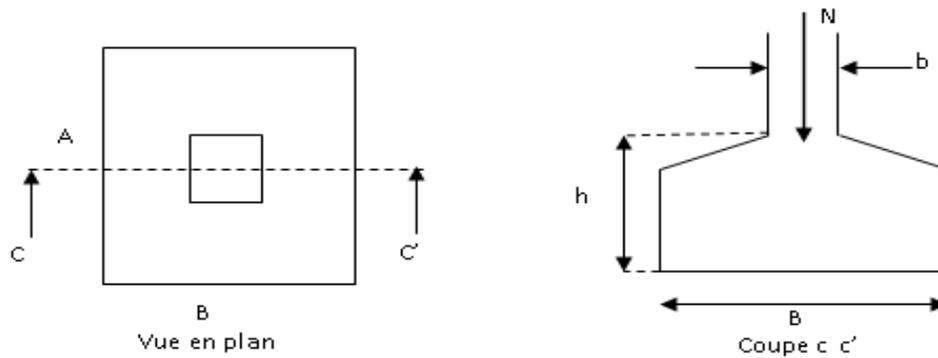


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{1,18539}{0.18}} = 2.67 \text{ m}$$

L_{\min} (entre axe de poteaux) = 2.10m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclu.

VI.2.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5

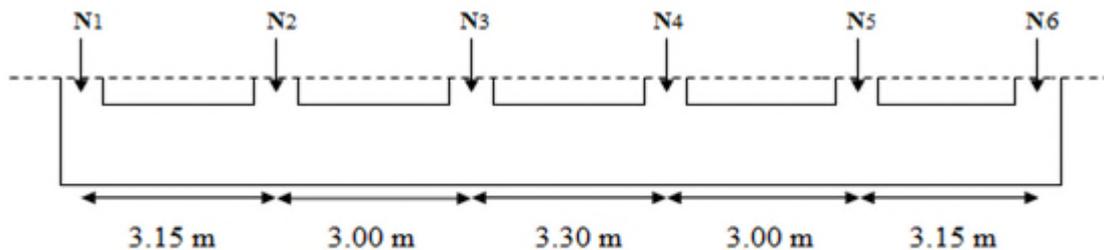


Figure VI.2. Semelle filante sens xx

Avec : $N = 5078,61 \text{ KN}$ (tiré par le logiciel ROBOT + poids estimé de la semelle filante)

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5078.61 \times 10^{-3} \times 1,1}{0,18 \times 16,1} = 1.92 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle filant}} = L \times B = 2 \times 16,1 \times 9 = 468 \text{ m}^2 \approx S_{\text{bâtiment}} = 489,34 \text{ m}^2$$

Remarque :

L_{\min} (entre axe de poteaux) = 2.10m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes dans ce cas est exclure.

Donc, on adopte un radier général.

VI.2.2.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

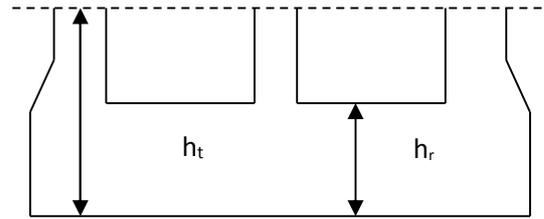


Figure VI.3 Dimension du radier.

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 4,6m$

Ce qui donne : $h_t \geq 46 cm$

$$h_r \geq 23cm$$

➤ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ; $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,52m$$

Donc : $h_t \geq 0,52m$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{28,78376}{0,18} = 160m^2$

$S_{\text{radier}} = 160m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 246.93m^2 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1m}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{39326.16 \times 4,6 \times 1}{2 \times 246.93} = 366.30 \text{ KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{366.30 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,293m$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

– $ht = 75cm$ pour les nervures du radier.

– $hr = 35cm$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 246.93m^2$.

2. Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement

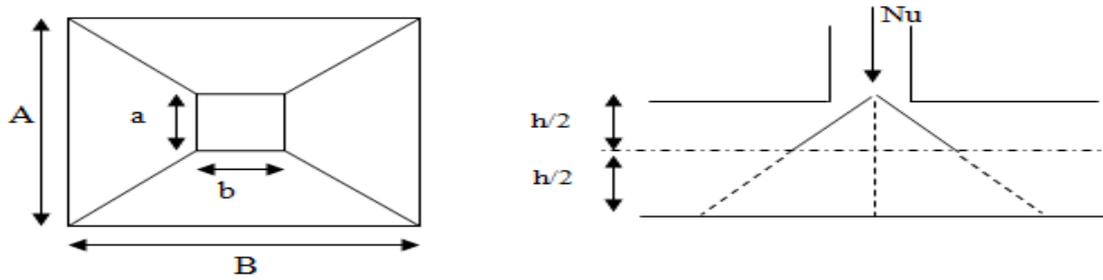


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2.41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,65m$; $b = 0,6m$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,4 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,5m$$

$$N_d = 1,61107MN \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,094MN \text{ Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant)}$$

➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales./ $N = N_u + N_{radier} + N_{nervure}$

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel REBOT.

• Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{23.042}{246.93} + \frac{19.37818}{2745.51} \times 7.80 = 0,148MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{23.042}{246.93} - \frac{19.37818}{2745.51} \times 7.80 = 0,038MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0,120MPa < 0,18MPa$$

• Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{23.042}{246.93} + \frac{1.12805}{4059} \times 6.42 = 0,094MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{23.042}{246.93} - \frac{1.12805}{4059} \times 6.42 = 0,091 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,093 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{19.37818}{23.042} = 0,84 \text{ m} < \frac{15.9}{4} = 3.975 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{1.12805}{23.042} = 0,05 \text{ m} < \frac{13.13}{4} = 3.28 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 19808,14 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2,5 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} = 208.77 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 19808.14 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2,5 \times 246.93 \times 10 = 7185.49 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

• **Ferraillage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferraillage pour les autres.

$$L_x = 3 \text{ m} \text{ et } L_y = 4,05 \text{ m.}$$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN / m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{39326.16}{246.93} + 1,35 \times 8,75 \Rightarrow q_u = 191.07 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow \frac{28783.76}{246.93} + 8,75 = 125.32 \text{ KN / m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4,05} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0633 \times 191.07 \times 3.0^2 = 108.85 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4938 \times 112.30 = 53.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 81.64 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 40.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_a^x = -0.5 \times M_x = -54.43 \text{ KN.m}$$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0696 \times 125.32 \times 3.0^2 = 78.50 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6315 \times 78.5 = 49.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 58.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 37.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_a^x = -0,5 \times M_x = -39.25 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchant :

$$V_u^{\max} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^{\max} = 282.34 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 282.34 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\zeta_u = V/(b*d) = 0.896 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

pas de risque vis-à-vis la contrainte de cisaillement

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section (b×h) = (1×0,35) m²

➤ **Calcul de A_{min}**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.74}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2,8\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Ferrailage du radier

Position	Sens	M_u KN.m	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	81.64	3.37	6.79	7HA12=7,71	14
	Selon y	40.31	4.60	6	6HA12=6.78	17
En appuis	Selon x-y	54.43	5.50	6	6HA12=6.78	17

L'ELS

• **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	58.87	1.53	15	Vérifiée
	Y-Y	37.18	1.02	15	Vérifiée
En appuis	X-Y	39.25	1.07	15	Vérifiée

• **Schéma de ferrailage.**

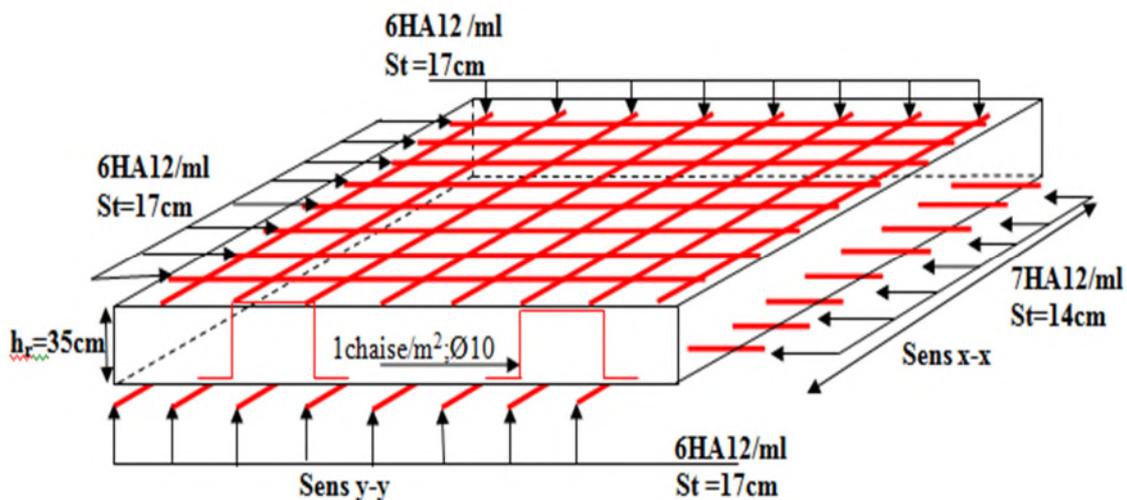


Figure VI.5 schéma de ferrailage de radier.

4. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encr e dans les fondations sollicit es par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trap zoıdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{\max} = 4,05m$

Cas de charge équivalent

➤ **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :** $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=} l_{xi}}$

➤ **Cas d'une seule charge :** $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ **Cas de charges trap zoıdales :** $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier} + N_{nervure}$

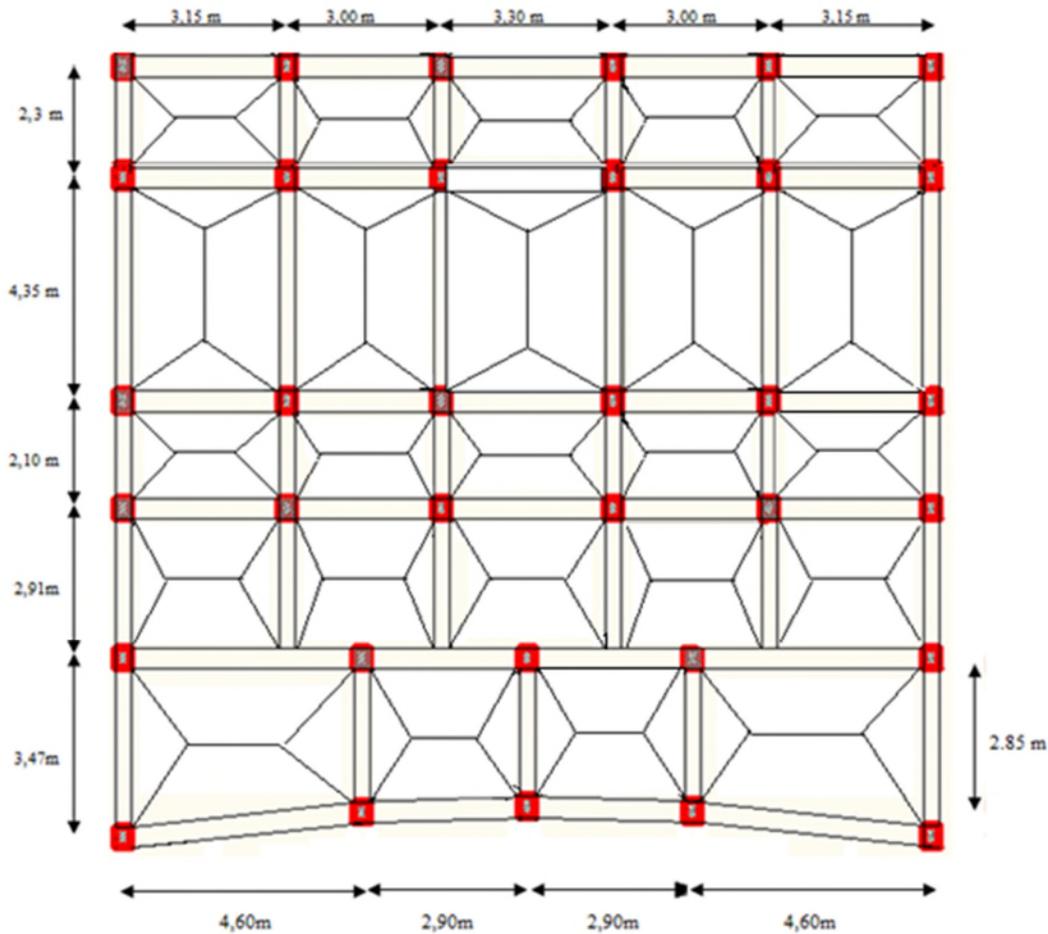


Figure VI.6 schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelle (ferrailé en flexion simple).

- **Moments aux appuis**
- **Sens y-y**

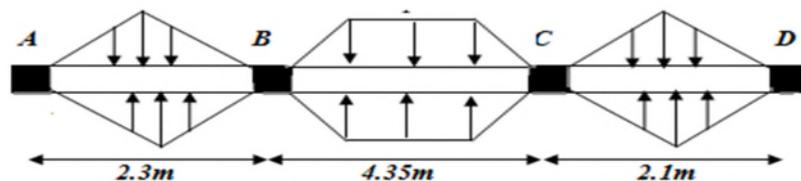


Figure VI.7 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X ₀ (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	450,876	0	-419.28	0.528	40.80
B-C	474,918	-419.28	-411.38	2.179	540.73
C-D	419,119	-411.38	0	1.782	13.50

- Sens x-x :

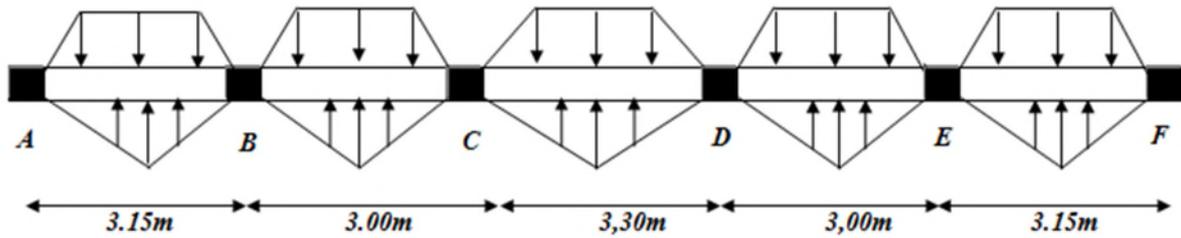


Figure VI.8 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	341,62	0	-320.20	1,264	275,57
B-C	398,557	-320.20	-256.11	1,95	79.65
C-D	341,62	-256.11	-256.11	1,409	221.85
D-E	482,808	-256.11	-320.20	2,45	79.65
E-F	341,62	-320.20	0	1.89	275.57

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.5 Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	180.47
	Appui	-210.02
Y-Y	Travée	217.38
	Appui	-275.00

- Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, elles se calculent comme des sections en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=75\text{cm}$

$h_0=35\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$

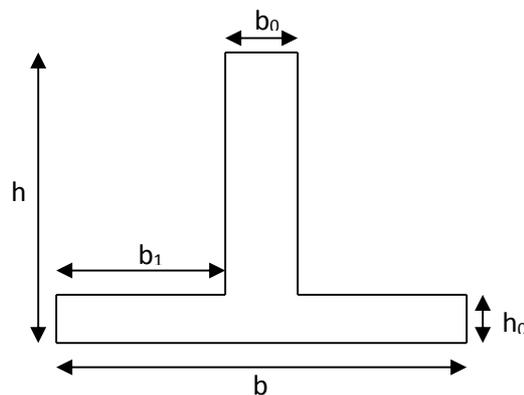


Figure VI.9 Section à ferrailer.

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

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{2,4}{10}; \frac{2,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,08m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{1,45}{10}; \frac{3,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 0,89m.$$

Remarque :

Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).
Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	275.57	11.53	9.13	12.32	12HA12
	Appui	-320.20	13.64	5,07	14.4	10HA12+2HA14
Y-Y	Travée	540.73	23.26	7.52	24.13	12HA16
	Appui	-419.28	18.17	5,07	18.47	12HA14

➤ Les Vérifications

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

• Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{268,91 \times 10^{-3}}{1,08 \times 0,70} = 0,35 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

• Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{315,72 \times 10^{-3}}{0,89 \times 0,70} = 0,51 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

• Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(6 \text{ mm}; 2,14 \text{ mm}; 12 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 8.$$

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Armatures de peau :

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$. On adopt 2HA12 = 2.26 cm²/face.

• Vérification des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Obs
X-X	Travée	180.74	3.31	15	208.78	201,63	Non vérifiée
	Appui	210.02	3.61	15	208.78	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	217.38	3.42	15	132.46	201,63	vérifiée
	Appui	275	4.80	15	216.53	201,63	Non vérifiée

La vérification n'est pas observée donc on doit recalculer à **L'ELS** :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	Selon x	180.74	12.32	2HA14+10HA12=14.4
En appui	Selon x	210.02	14.4	12HA14=18.47
	Selon y	275	18.47	8HA14+4HA16=20.36

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

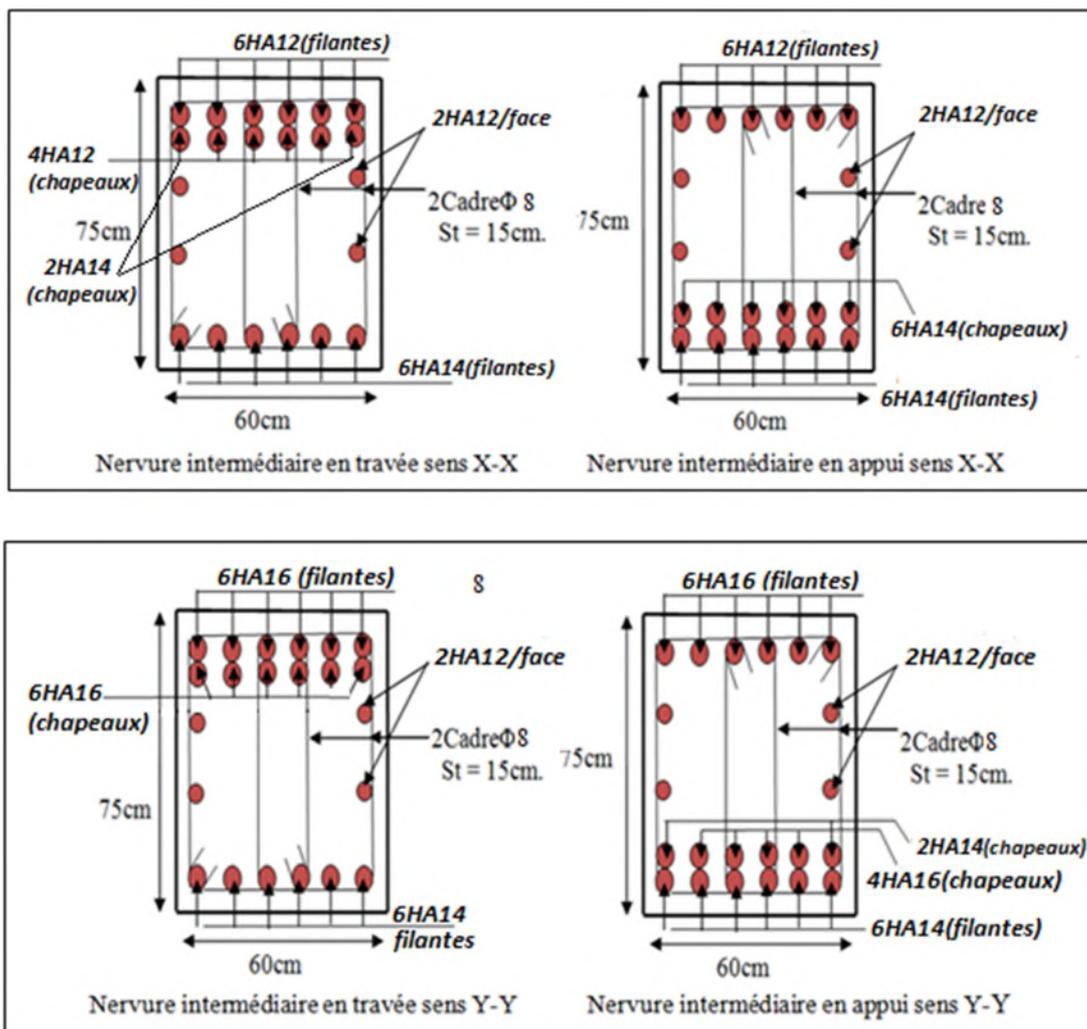


Figure VI.10 Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.3. Etude d'un voile périphérique

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du voile**
 - La hauteur : $h = 6.48 \text{ m}$
 - La longueur : $L = 4.05 \text{ m}$
 - L'épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$
- **Caractéristique du sol**
 - Poids spécifique : $\gamma_h = 19.2 \text{ kn/m}^2$
 - Angle de frottement : $\phi = 20^\circ$
 - Cohésion : $c = 0.28 \text{ bar}$

Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 * c * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

Remarque :

Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$G1 = 2.85 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G1 = 33.88 \text{ kn/m}^2$$

$$G2 = 5.70 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G2 = 27. \text{ kn/m}^2$$

Charge due à la Surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges $q=10\text{KN/m}^2$.

$$Q = q * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 4.9 \text{ kn/m}^2$$

Ferraillage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

➤ A P'ELU

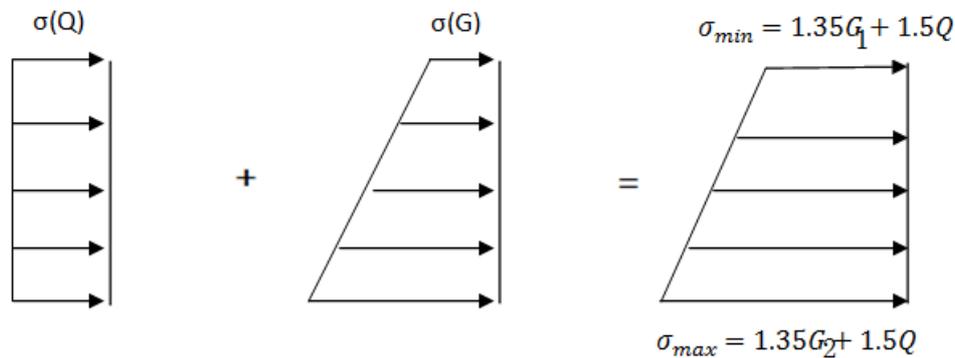


Figure VI.11 Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{max} = 53.09 \text{ kn/m}^2; \quad \sigma_{min} = 43.95 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.6 \text{ m}; L_y = 4.05 \text{ m}; E_p = 20 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 50.81 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 30.68 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 23.43 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 26.08 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 17.57 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments aux appuis $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -15.34 \text{ kn.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9 Sections de ferrailage

		M (kn.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X_X	26.08	0.063	0.081	0.164	4.57	1.69	5 HA12 = 5.65	20
	Y_Y	17.57	0.043	0.055	0.166	3.04	1.2	4 HA10 = 3.14	25
En appuis		15.34	0.037	0.023	0.168	2.62	2.05	4 HA10 = 3.14	25

• Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{25.96 * 5.30}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.54}{2}} = 54.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G2 + Q = 38.78 \text{ kn/m}^2 \quad \sigma_{min} = G1 + Q = 32.01 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 25.8 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 21.57 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 21.93 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 16.18 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -12.9 \text{ kn.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Vérification des contraintes

Localisation	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation	σ _s (MPa)	Observation	
Travée	X_X	21.93	4.57	16275.76	6.15	Vérifiée	251.22	N'est pas vérifier
	Y_Y	16.18	3.56	10011.78	5.75	Vérifiée	325.8	N'est pas vérifier
Appuis	12.9	3.56	10011.78	4.59	Vérifiée	259.76	N'est pas vérifier	

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section de ferrailage :

Donc :

Tableau VI.11 Vérification des contraintes

Localisation		A (cm ²)	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X_X	5HA14=7.7	21.93	5.22	20768.97	186.58	Vérifiée
	Y_Y	4HA14=6.16	16.18	4.76	17438.15	170.45	Vérifiée
Appuis		5HA12=5.65	12.9	4.57	16275.76	147.78	Vérifiée

Schéma de ferrailage du voile périphérique

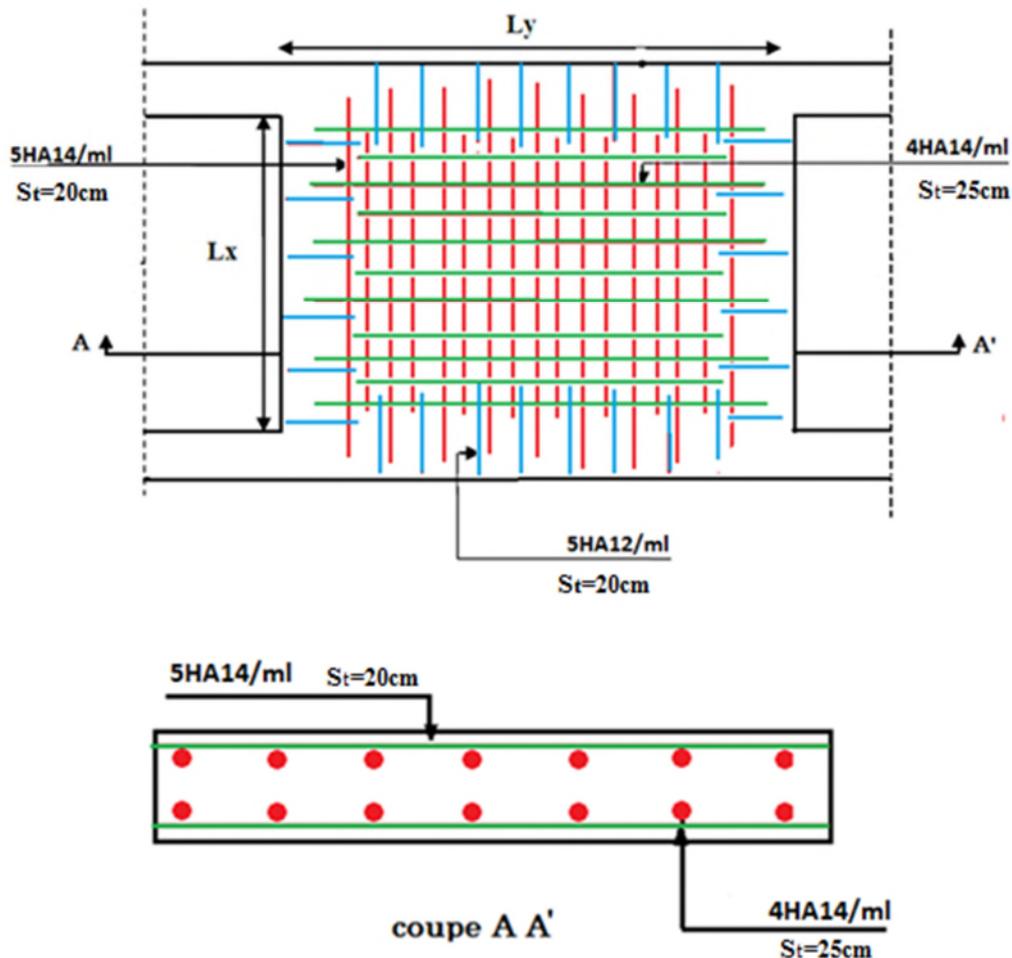


Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique

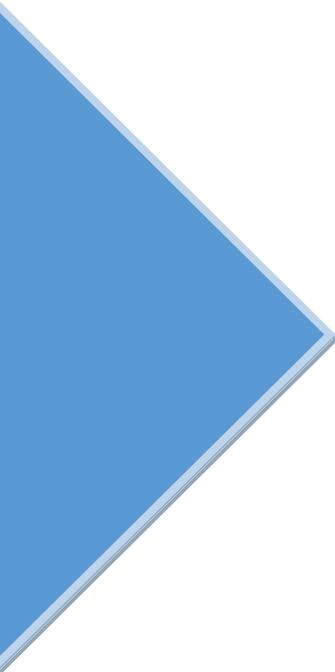
VI.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté pour un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 35cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (60 \cdot 75) \text{ cm}^2$.



Conclusion Général

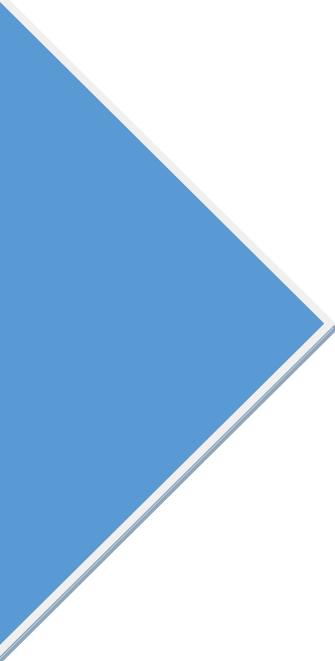
Conclusion générale

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le Robot analysis 2011 et SAP 2000 ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique de la structure afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel Robot analysis 2011. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour avoir un bon comportement, ainsi que sur la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Si la justification de l'interaction de la structure est satisfaite, donc le facteur économique est respecté.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

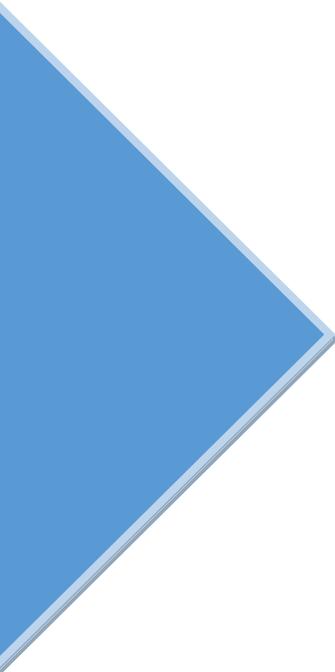
- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91 modifiées 99 (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,

Troisième édition 2000.

- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS, Octobre 1988.).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciel

- ✓ Autodesk robot structural analysis professionnel 2011.
- ✓ AutoCAD 2014.



ANNEXES

Annex 4

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annex 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annex 3

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/L_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
U/L_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.1	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.73	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.01	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.174	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.041	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

Annexe (1)

Etude de sol (57/2016)

180 Logements + commerces à Smina, commune de Bejaia.

VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages carottés réalisés au centre de l'assiette, ainsi que l'investigation géophysique, on a constaté que le terrain en question est constitué essentiellement par des argiles marneuses en surface, qui reposent sur des marnes schisteuses moyennement consolidées, en profondeur.

Les essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd ont révélé clairement l'hétérogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne dès les premiers mètres, d'une manière générale.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de :

- Dans la partie amont (blocs A, B, C, D et E) : $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$ à un ancrage de **2.50 m** au minimum par rapport au niveau du terrain actuel (au-delà de la formation meuble superficielle).
- Dans la partie aval (blocs F, G et H) : $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$ à un ancrage de **3.50 m** au minimum, par rapport au niveau du terrain actuel, (au-delà de la formation meuble superficielle).

L'investigation géophysique à travers les deux profils réalisés (voir les profils en annexes), nous a mis en évidence une formation meuble (de faibles caractéristiques géotechniques) qui s'étend sur une profondeur de **6m** environs (Formation de marne schisteuse), en aval des blocs (blocs F, G et H). De ce fait il est recommandé de prévoir **un confortement** adéquat en aval du projet, afin d'éviter un éventuel mouvement des terres.

Aussi, le site étant implanté sur un terrain en forme de pente, il est nécessaire de réaliser un système de drainage périphérique autour du site et de chaque bloc.

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Remarque :

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :

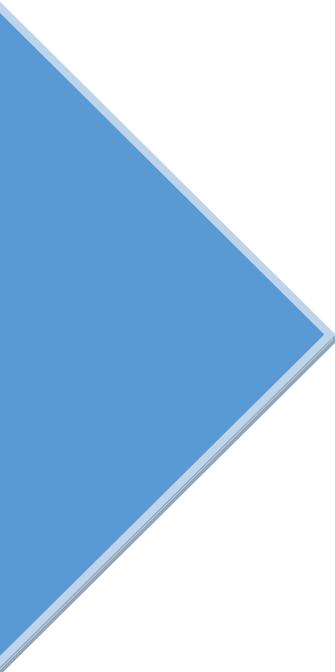
Chef de Département Technique :

Le Directeur Régional :

[Signature]
 Mme. Fous BOUADI
 née GRANEM
 Ingénieur Chargée
 d'Etudes

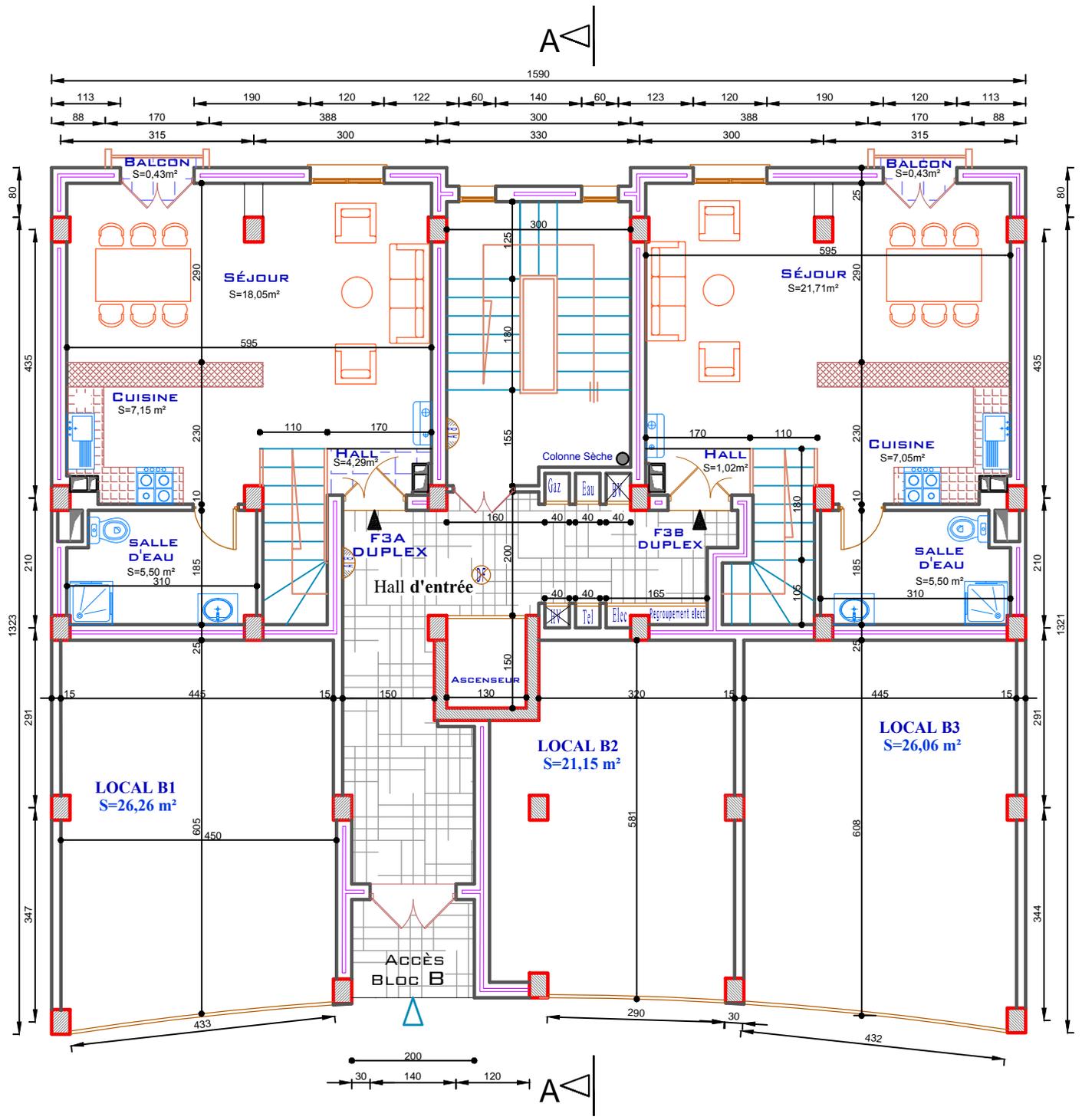


[Signature]

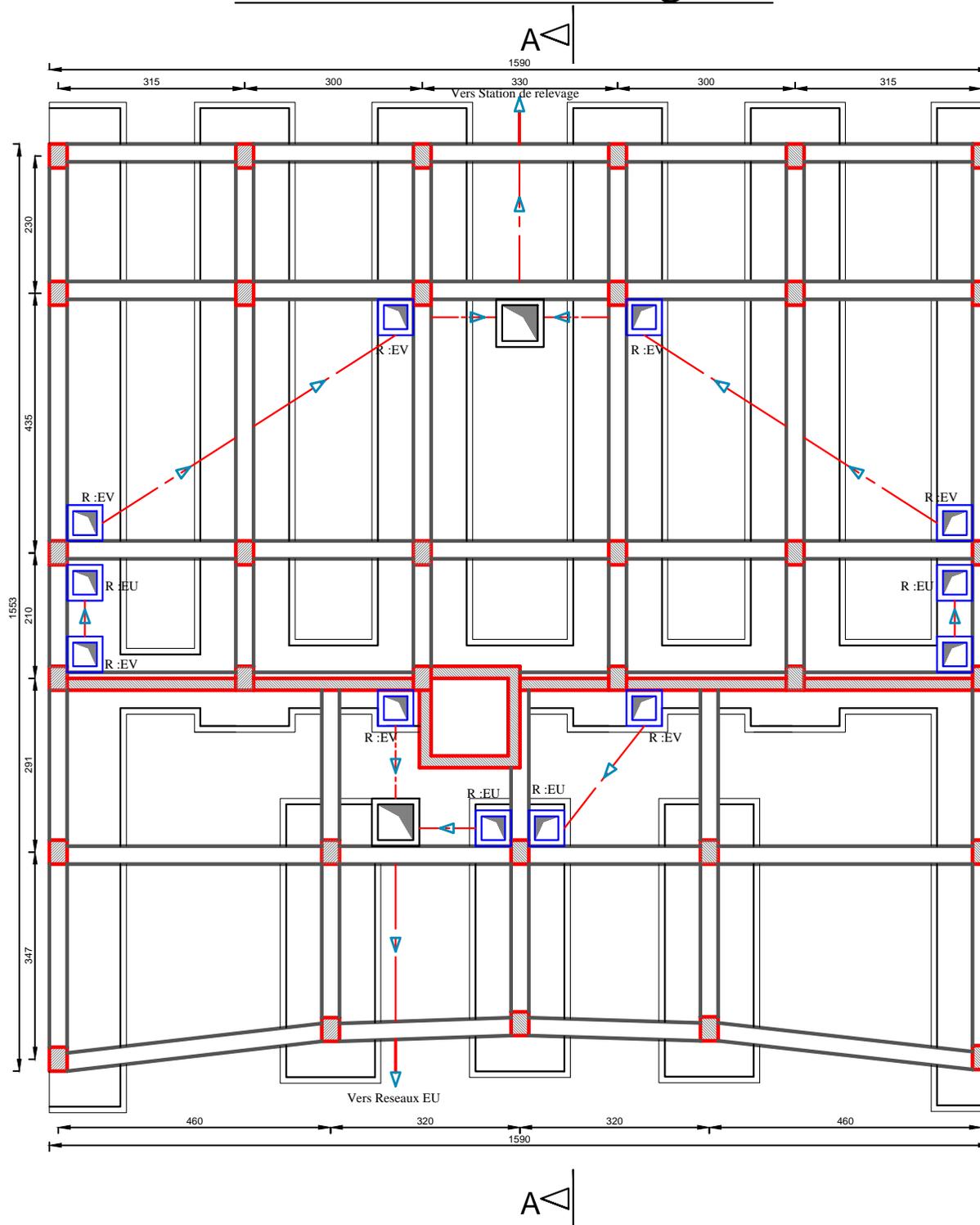


Plans de la structure

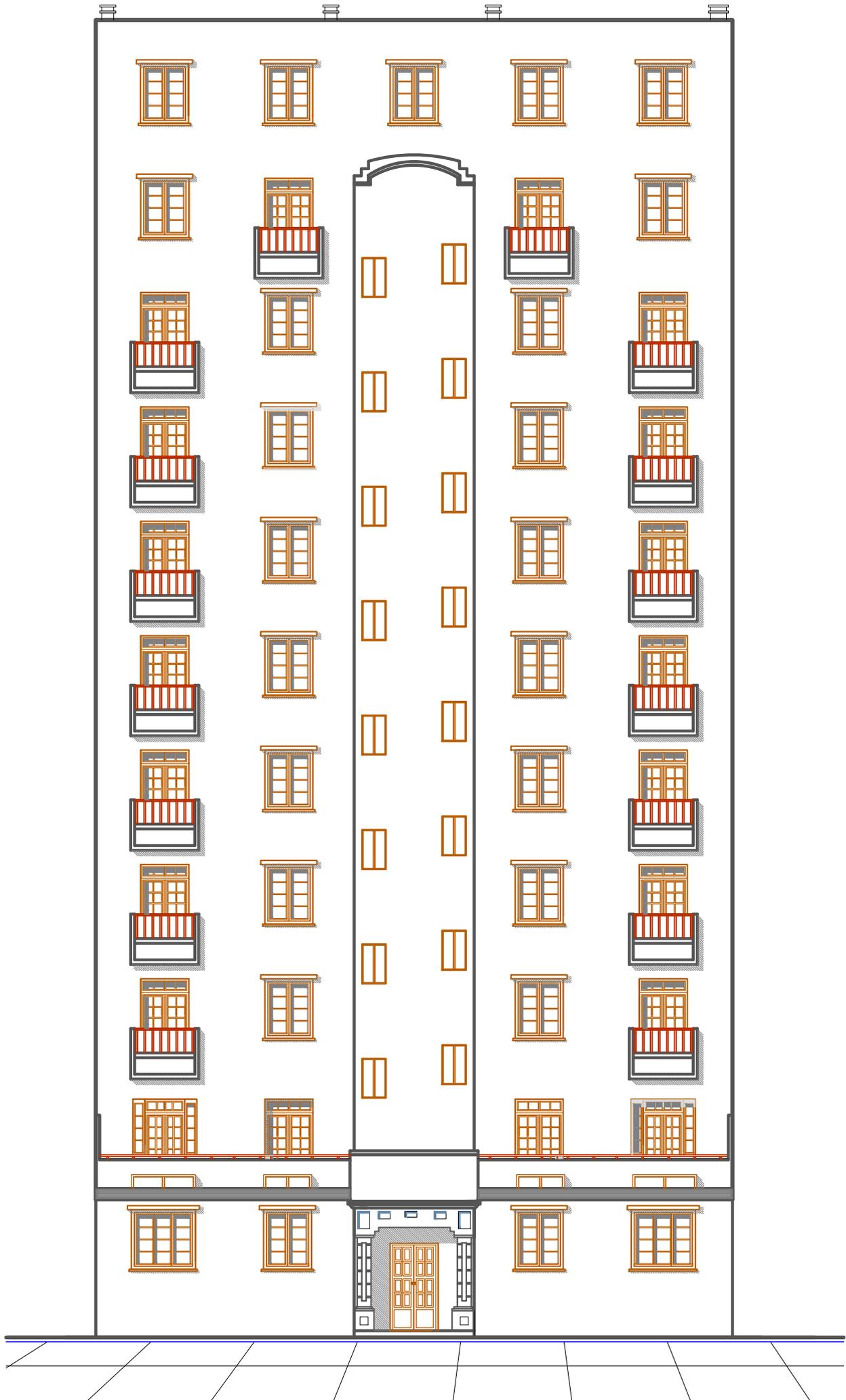
Plan Rez de Chaussée



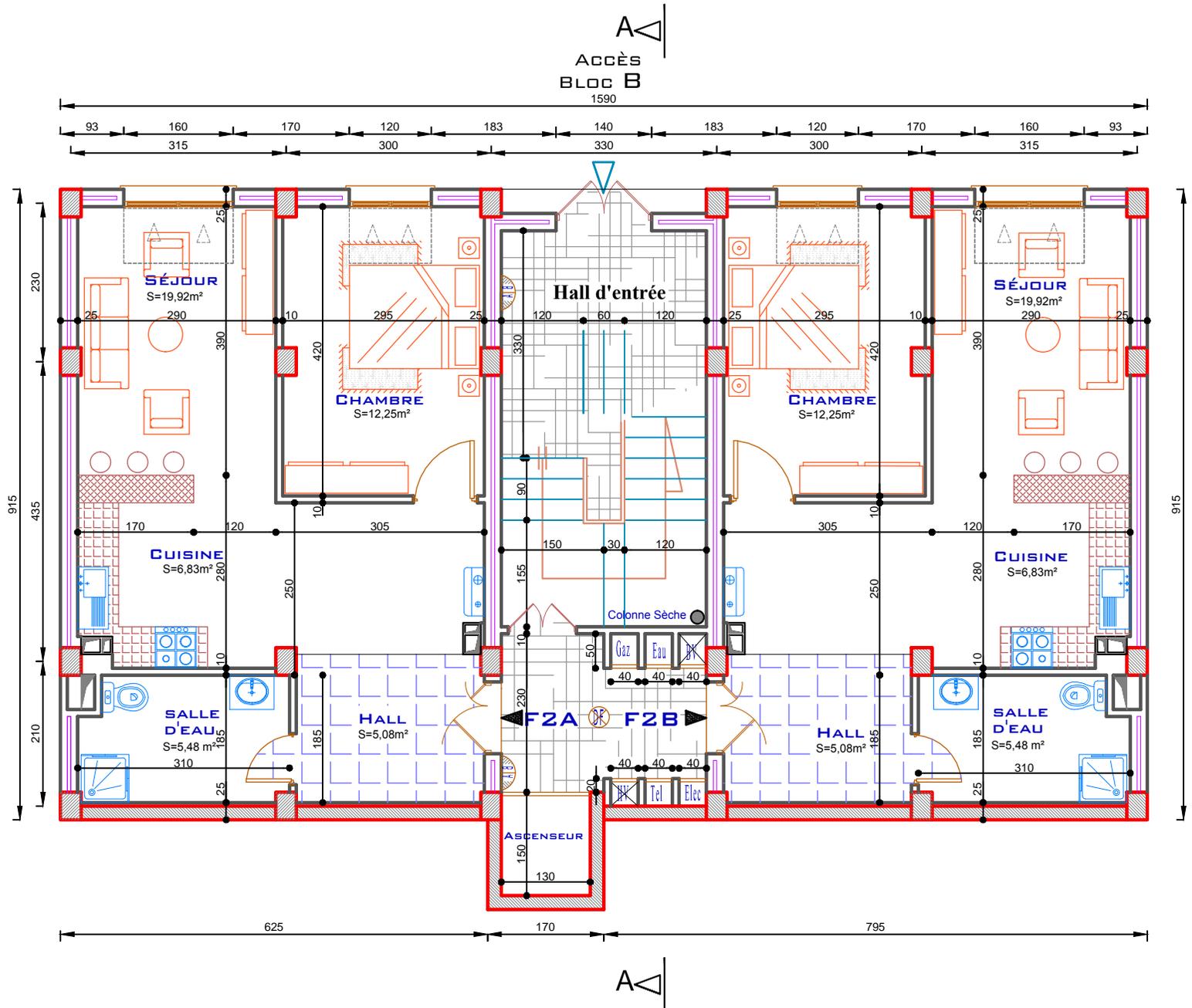
Plan Fondation Et Egouts



Façade Est

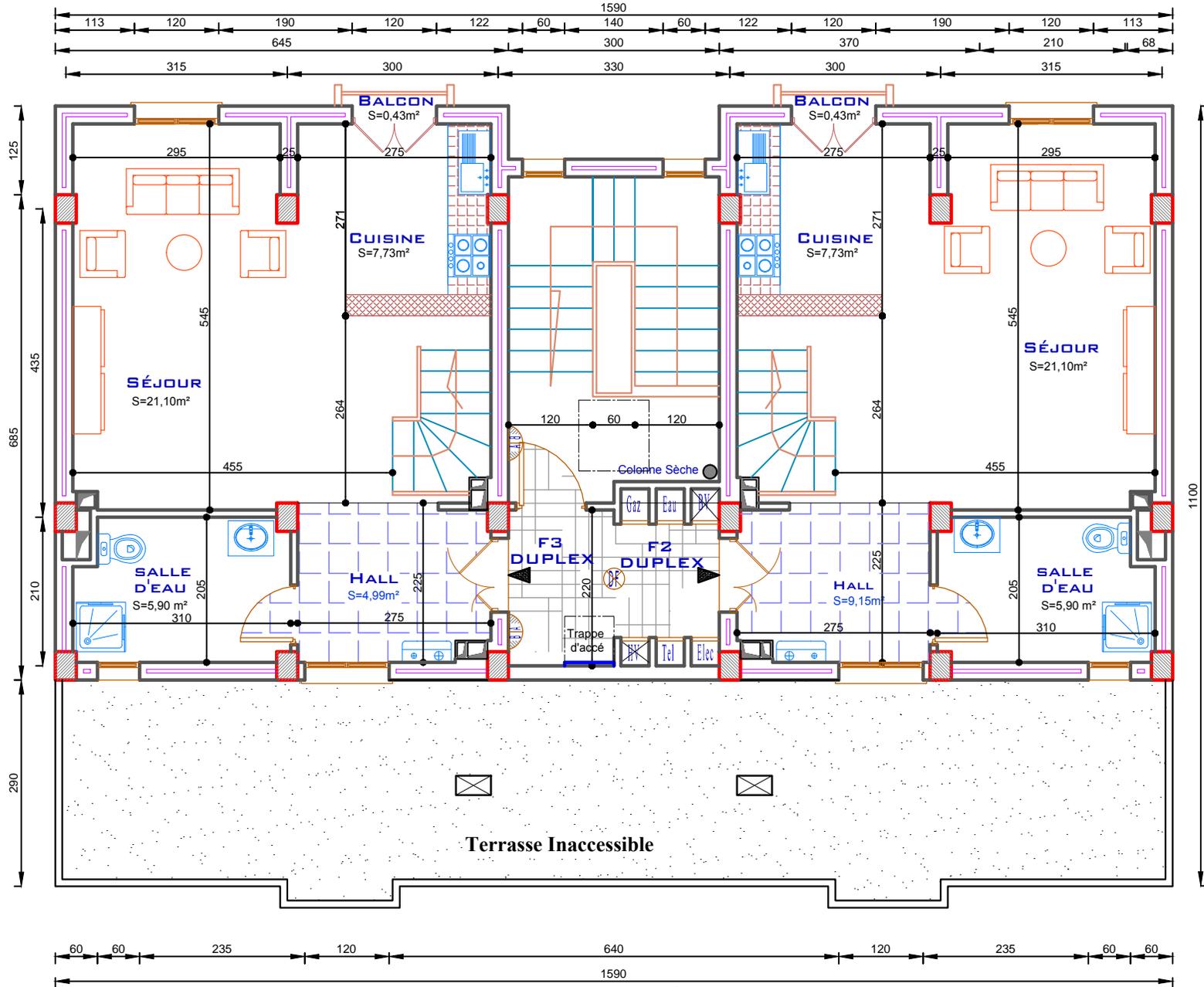


Plan Entre Sol 02

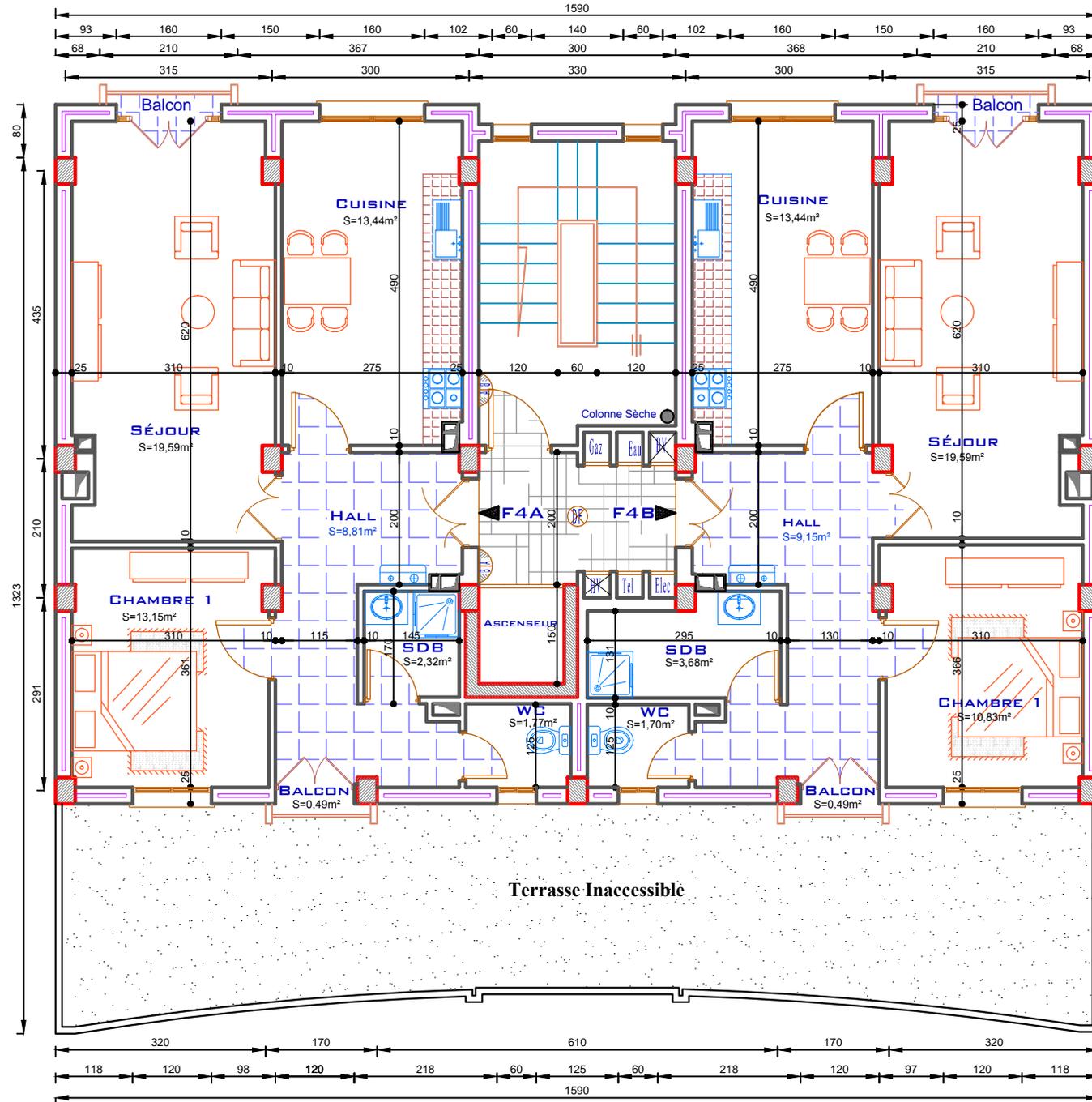


Plan Etage 07

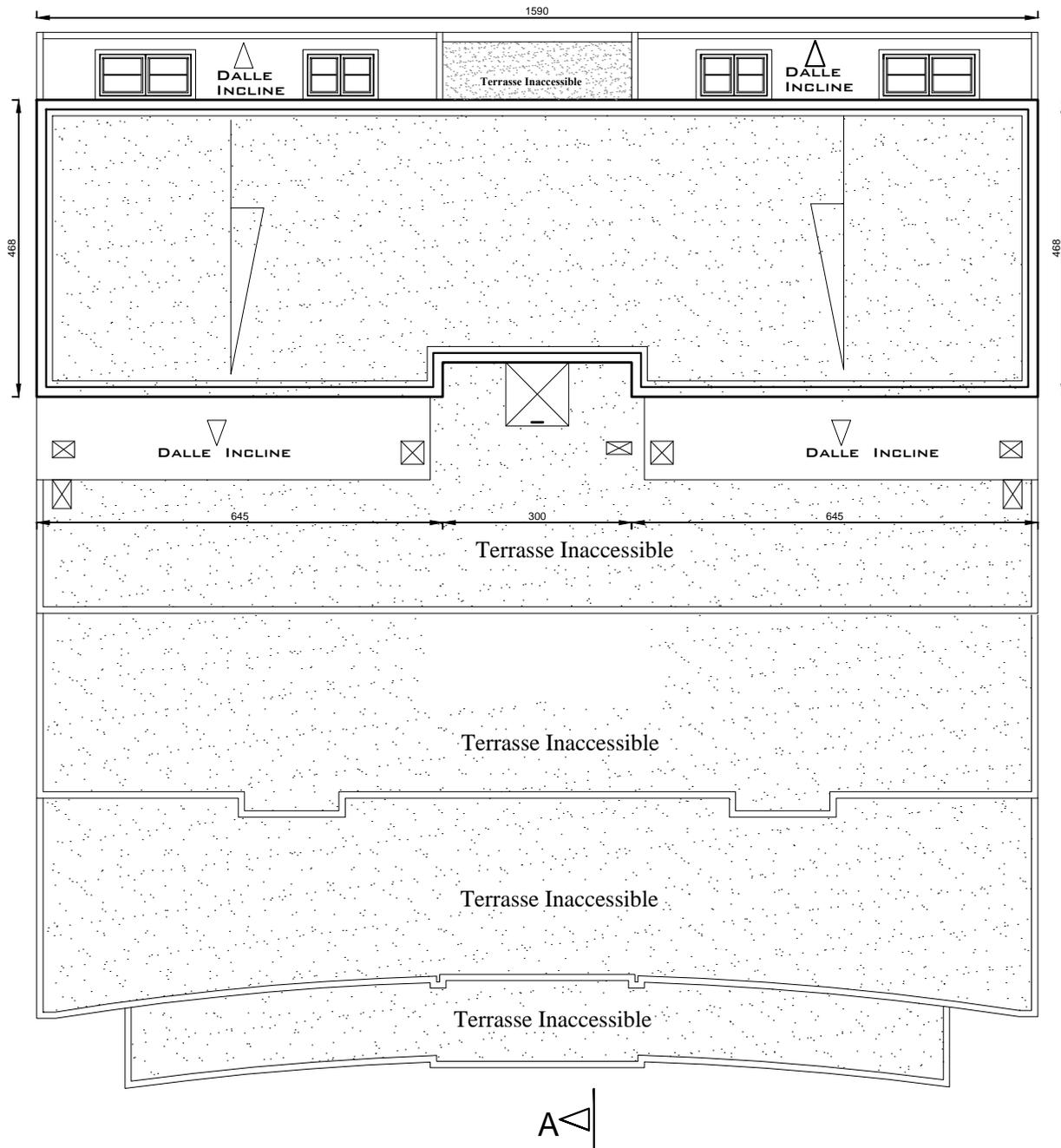
1er Niveau Duplex



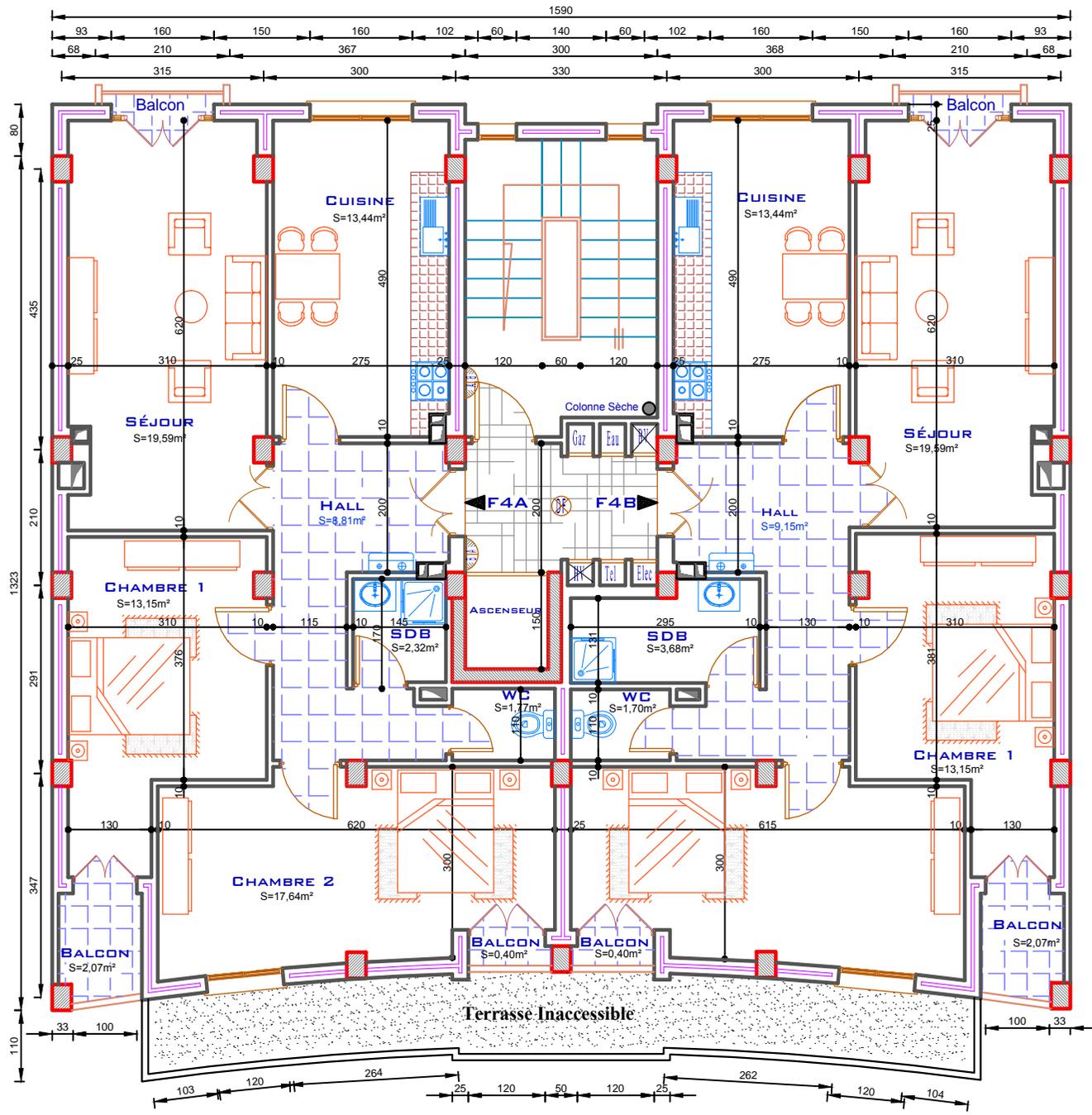
Plan Etage 06



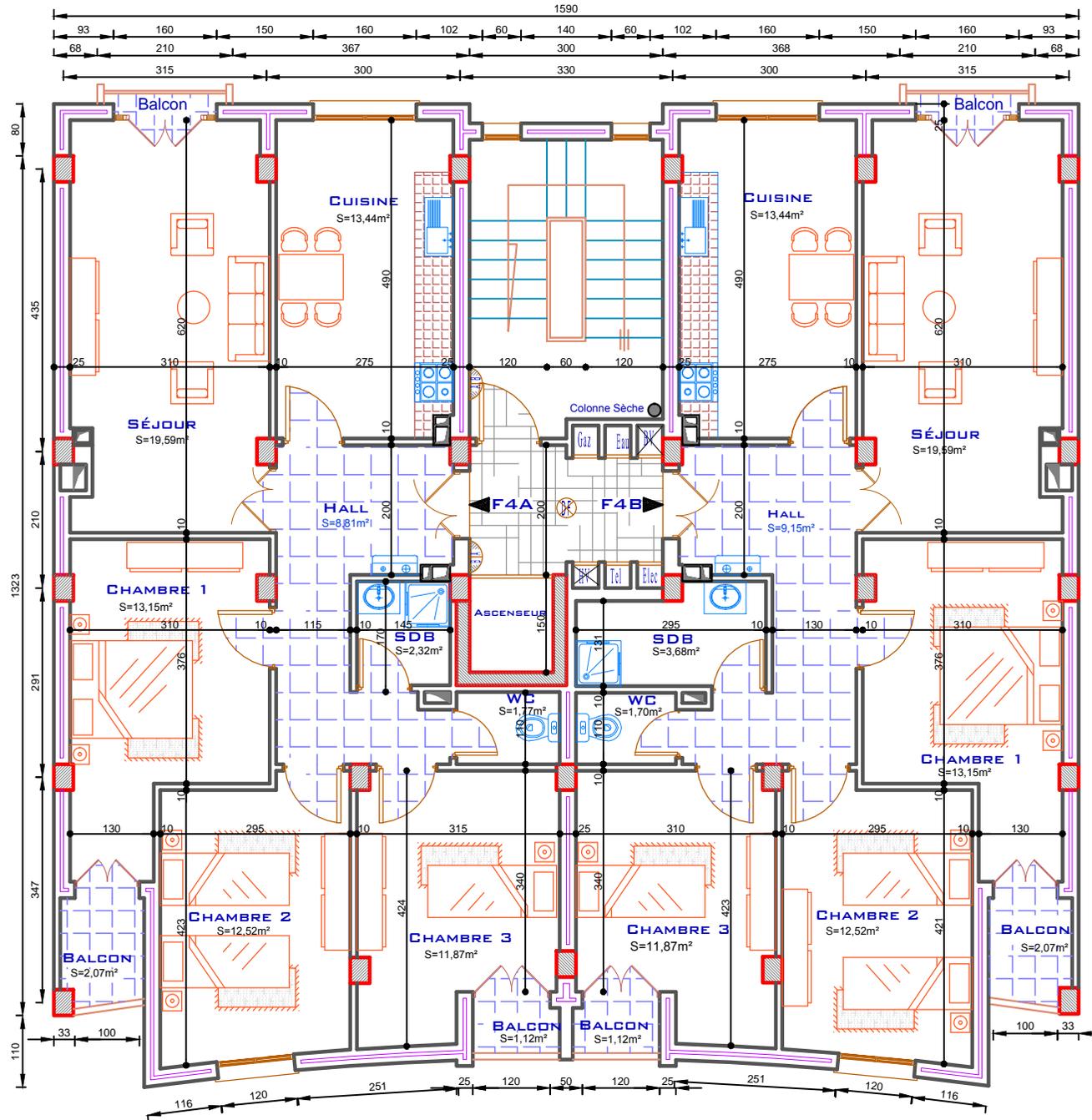
Plan Terrasse Inaccessible



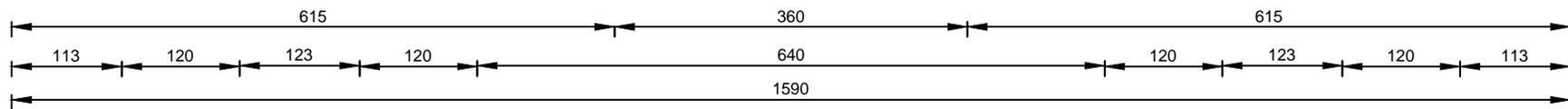
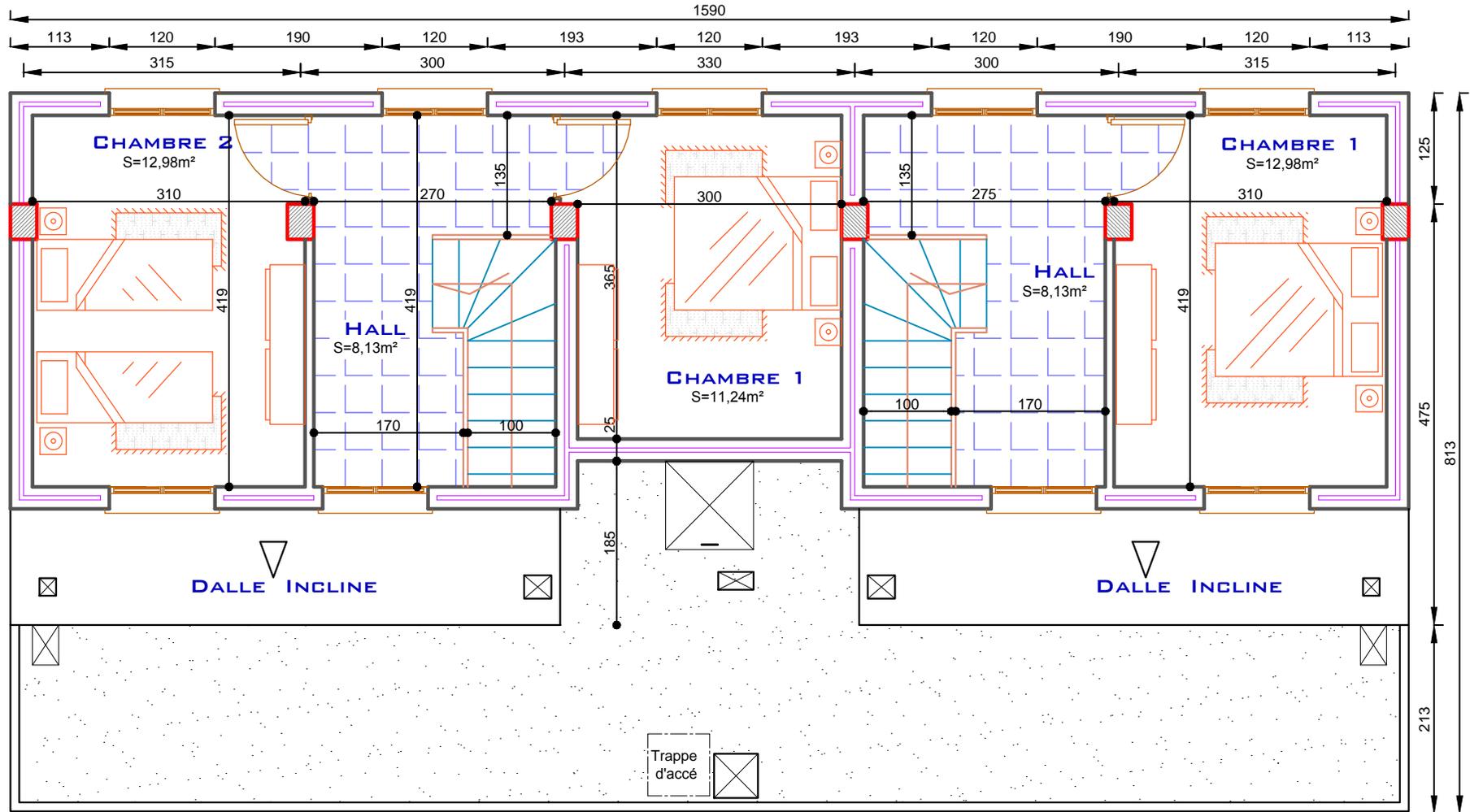
Plan Etage 05



Plan Etages 01-02-03 et 04



2eme Niveau Duplex



Coupe A--A

