

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté des Technologies
Département de Génie civil



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+6+2 Entres sol)
à usage multiple Contreventé par un
système mixte (Voiles-Portiques).**

Réalisé par : Mr BELDJOURI Racim
M^{lle} HADDAD Chahimaz.

Encadrés par : M^{me} SFAKSI

Membres du jury :

- M^{me} SEGHIR
- M^{me} OURABAH

Année universitaire 2014/2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Sfaksi qui a accepté de nous encadrer de nous aider et de nous guider dans le bon chemin

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail, ainsi que tout le corps des enseignants qui ont contribué à notre formation

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie humblement ce travail

*A mes très chers parents pour le sacrifice et le soutien qu'ils m'ont apporté
durant toute ma vie. Que Dieu tout puissant les préserve et leurs accorde santé
et bonheur*

A mes très chers frères et sœurs Amine, MASSNISSA, LYNDIA, YASMINE.

A ma grand mère ZHOR

*A mes nombreux oncles, tantes et cousins que je remercie pour leur aide et leur
encouragement*

A ma promotrice M^{me} SFAKSI

A tous mes amis

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

B. Racim

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur du voile.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

A_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.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_i : La flèche totale.

Δf_{adm} : La flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_d et M_g : 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.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{c_j} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{t_j} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

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

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

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).

q : Chargement KN/ml.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

ζ : 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.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma mère radia

A ma grand-mère (yaya)

A mes sœurs samra, sarah, chiraz et milssa

A ma famille

A mon binôme et sa famille

à tous mes amis.

A une personne très chère qu'il ma beaucoup aidée
s.yazid

HADDAD Chahimaz

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Introduction.....	1
I.1 Caractéristiques du site	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Description de l'ouvrage.....	1
I.4 Caractéristiques des matériaux	1
I.5 Le système structural	1
I.6 Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	2
I.7 Règlement et normes utilisée	3
I.8 Indication générales sur les règles de BAEL	3
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.10 Conclusion	15

Chapitre II : I. Introduction.....	16
II. Les planchers	16
II.1.2 : Les planchers à corps creux.....	17
II.1.3 : Les Dalles pleines	19
II.2 : Les poutres.....	21
II.3 : Les Voiles	22
II.4 : Les escaliers.....	23
II.5 : Détermination des charges et surcharges	25
II.6 : Les poteaux.....	29
II.7 : La descente des charges.....	30
II.7.1: Charges et surcharges revenants au poteau P1	31
II.7.2 : Charges et surcharges revenant au poteau P2.....	33
II.8 : Conclusion	38

Chapitre III : Introduction	39
III.1.Etude de l'acrotère	39
III .2. Etude des planchers	45
III .2.1 Plancher à corps creux.....	45

III.3 dalles pleines	77
III.3.2 Etude des balcons	77
III.3.4 Etude des dalles pleines intérieures.....	79
III.4 Etude de l'escalier	84
III.4.1. Etude du 1 ^{er} type d'escalier (étage courant	84
III.4.2. Etude du 2 ^{eme} type d'escalier (1 ^{er} entre sol)	91
III.5 Etude de la poutre palière.....	100
III.6 Etude de l'ascenseur	106
III.7 Conclusion	114

Chapitre IV : Introduction 116

IV.1 Description du logiciel SAP2000	116
IV.1.1 Exploitation des résultats	116
IV.2 Méthodes de calculs	116
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	116
IV.2.2 Méthode d'analyse dynamique	116
IV.3 Disposition des voiles	122
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	123
IV.4.1 Périodes de vibration et taux de participation massique	124
IV.4.2 Justification de l'interaction « voiles-portique »	124
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	125
IV.4.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	126
IV.4.5 Vérification vis-à-vis des déplacements	126
IV.4.6 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ	128
IV.5 Conclusion	129

Chapitre V : Introduction 130

V.1 Etude des poteaux	130
V.2 Etude des poutres	140
V.3 Etudes des voiles	151
V.4 conclusion	160

Chapitre VI : Introduction..... 161

VI.1 Etude géotechnique du sol	161
VI.2 Choix du type de fondation	162

VI.3 Combinaison d'action à considérer	162
VI.4 Etude des fondations	162
VI.5 Etude du radier général	163
VI.6 Etude du mur de soutènement	177
Conclusion	182

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	12
Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G du plancher terrasse inaccessible	26
Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G de l'étage courant et RDC.....	26
Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G du 1 ^{er} et 2 ^{eme} entre sol	26
Tableau II.4 : évaluation des charges du balcon	27
Tableau II.5 : évaluation des charges des dalles pleines intérieures	27
Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).....	27
Tableau II.7 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)	28
Tableau II.8 : Valeur de la charge permanente de la volée	29
Tableau II.9 : Valeur de la charge permanente du palier	29
Tableau II.10 : dimensions des poteaux supposées.....	29
Tableau II.11: Descente de charges (poteau P ₁	29
Tableau II.12: Descente de charges (poteau P ₂	34
Tableau II.13: Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau P1.....	36
Tableau II.14 : Résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau P2.....	37
Tableau III.1.1 :Combinaison d'action.....	40
Tableau III.2.1 : Différent types de poutrelles	48
Tableau III.2.2 : Chargement sur les poutrelles	48
Tableau III.2.3 : Sollicitations dans le premier type de poutrelles à L'ELU	55
Tableau III.2.4 : Sollicitations dans le premier type de poutrelles à L'ELS	55
Tableau III.2.5 : Sollicitations dans le 3 ^{eme} type de poutrelles à L'ELU	56
Tableau III.2.6 : Sollicitations dans le 3 ^{eme} type de poutrelles à L'ELS	56
Tableau III.2.7 : Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	57
Tableau III.2.8 :Ferrailages retenues des poutrelles types(1	61
Tableau III.2.9 : Ferrailages retenues des poutrelles (type2	62
Tableau III.2.10 : Résumé des vérifications à l'ELS des poutrelles type 1	68
Tableau III.2.11 : Résumé des vérifications à l'ELS des poutrelles type 2	69
Tableau III.2.12 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles de l'étage de service.....	69
Tableau III.2.13 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles des Planchers étage courant	69
Tableau III.2.14 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles du Plancher Terrasse.....	70

Tableau III.2.15 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles des Planchers étage courant	70
Tableau III.2.16 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles du Plancher étage service	70
Tableau III.2.17 : Plans de ferrailages des poutrelles	71
Tableau III.3.1 : Ferrailage de la dalle pleine	81
Tableau III.3.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	83
Tableau III.4.1.1 : Calcul des charges de l'escalier(E.C).....	85
Tableau III.4.1.2 : Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant	86
Tableau III.4.1.3 : Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant.....	87
Tableau III.4.1.4 : Vérification des contraintes dans le béton.....	89
Tableau III.4.1.5 : Différentes charges	90
Tableau III.4.2.1 : Calcul des charges de l'escalier(E.S)	92
Tableau III.4.2.2 : Calcul des efforts tranchants avec la méthode RDM	92
Tableau III.4.2.3 : Calcul des moments fléchissant avec la méthode RDM	93
Tableau III.4.2.4 : Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant corrigés	93
Tableau III.4.2.5 : Résultat de ferrailage de l'escalier du 1 ^{er} entre sol	94
Tableau.III.4.2.6 : Vérification des contraintes.....	96
Tableau III.4.2.7 : Différentes charges	97
Tableau III.5.1 : Résultats de ferrailage de la poutre palière à la flexion	102
Tableau.III.5.2 : Vérification des contraintes.....	105
Tableau III.6.1 :ferrailage de la dalle machine.....	108
Tableau III.6.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	110
Tableau III.6.3 : ferrailage de le dalle machine.....	112
Tableau III.6.4 : Vérification des contraintes dans le béton.....	114
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	118
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération β	118
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	124
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	125
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	125
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques	126
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	126
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements	127
Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$	129

Tableau V.1.1 : Sections finales des poteaux.....	130
Tableau V.1.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.....	131
Tableau V.1.3 : Sollicitations dans les poteaux	133
Tableau V.1.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	133
Tableau V.1.5 : Armatures transversales dans les poteaux	134
Tableau V.1.6 : Justification de l'effort normal ultime.....	135
Tableau V.1.7 : Vérifications les contraintes dans le béton	136
Tableau V.1.8 : Vérifications des contraintes tangentielles	136
Tableau V.2.1 : Sections minimales et maximales d'acier dans les poutres.....	143
Tableau V.2.2 : Sollicitation dans les poutres principales et secondaires	143
Tableau V.2.3: Ferrailages des poutres principales	143
Tableau V.2.4: Ferrailages des poutres secondaires	144
Tableau V.2.5 : Calcul des armatures transversales dans les poutres	144
Tableau V.2.6 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres	145
Tableau V.2.7 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	145
Tableau V.2.8 : Moments résistant dans les poteaux	148
Tableau V.2.9 : Résumé de vérification des zones nodales	148
Tableau V.3.1 : Sollicitations dans le voile V_{x1}	154
Tableau V.3.2 : Sollicitations dans le voile V_{y1}	154
Tableau V.3.4 : Résultats de ferrailage du voile V_{x1}	157
Tableau V.3.5 : Résultats de ferrailage du voile V_{y1}	158
Tableau VI.1 Résumé de Ferrailage du radier.....	169
Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le béton	170
Tableau VI.3 Vérification des contraintes dans l'acier	171
Tableau VI.4 Les armatures dans le débord.....	172
Tableau VI.5 Résumé de ferrailage des nervures.....	173
Tableau VI.6 :Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	174
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	174
Tableau VI.8 : Section des armatures du voile à l'ELU.....	179
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes	181

Liste des figures

Figure I.1: Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression)	9
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U	10
Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'E.L.S	11
Figure I.4: Diagramme contraintes-déformation des aciers (E.L.U).....	12
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites (ELU)	14
Figure II.1: plans de coffrage du plancher étage courant (corps creux- dalle pleine).....	16
Figure II.2 : coupe transversale sur un plancher à corps creux	17
Figure II.3: Sens de disposition des poutrelles.....	19
Figure II.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	19
Figure II.5: Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis.....	19
Figure II.6: coupe verticale d'un voile	22
Figure II.7 : vue d'escalier en trois dimensions	23
Figure II.8 : Schéma statique.....	24
Figure II.9 : Coupe transversale dans le plancher terrasse	25
Figure II.10 : Coupe transversale dans le plancher étage.....	26
Figure II.11 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine	26
Figure II.12 : Coupe verticale d'un mur extérieur	27
Figure II.13: Coupe verticale d'un mur intérieur	28
Figure II.14 : Coupe verticale de l'acrotère	28
Figure II.15. Schéma statique de la décente de charge	30
Figure II.16: Surface d'influence du poteau P1	32
Figure II.17: Surface d'influence du poteau P2	33
Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère	39
Figure III.1.2: Schéma statique de l'acrotère.....	39
Figure III.1.3 : Section à ferrailer.....	41
Figure III.1.4 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III.1 : Schéma d'une Poutre	45
Figure III.2.2 : Moments sur une poutre à plus de deux travées	46
Figure III.2.3 : Moments sur une poutre à deux travées	46
Figure III.2.4 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	46

Figure III.2.5 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	46
Figure III.2.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	47
Figure III.2.7 Schéma d'une poutrelle	48
Figure III.2.8 : Diagramme des moments	51
Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants	52
Figure III.2.10: Schéma du ferrailage de la dalle de compression	73
Figure III.2.11 : Schéma de ferrailage de la dalle à Corps creux	73
Figure III.2.12 : Vue en plans du treillis soudé	73
Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon	74
Figure.III.3.2. Dalle pleine sur deux appuis	74
Figure.III.3.3 : section de la dalle à ferrailer	75
Figure III.3.4 : schéma de ferrailage du balcon	79
Figure III.3.5 : Dalle pleine sur deux appuis	79
Figure.III.3.6 : Section de la dalle pleine à ferrailer	80
Figure.III.3.7 : schéma de ferrailage des dalles internes	84
Figure III.4.1 vue en plan de 1er type	84
Figure III.4.2: Schéma de la section à ferrailer	87
Figure III.4.3: Schéma de la section à ferrailer	94
Figure.III.4.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	99
Figure.III.4.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2	99
Figure.III.5.1 : Schémastatique de la poutre palière	100
Figure.III.5.2: Schémastatique de la poutre palière à l'ELU et l'ELS	101
Figure.III.5.3 Section creuse équivalente	103
Figure III.5.4 Schéma de ferrailage des poutres palières	105
Figure III.7.1 : Schémas représentant la surface d'impact	111
Figure III.7.2: Calcul du Périmètre au de la feuille moyenne	111
Figure III.7.2: Vue en plans du ferrailage de la dalle de la salle machine	114
Figure III.7.3: Coupe transversale de la dalle de la salle machine	116
Figure IV.1 : Spectre de réponse	121
Figure IV.2 : Disposition des voiles	122
Figure IV.3 : Vue en plan du 1 ^{er} mode de vibration	123
Figure IV.4 : Vue en plan du 2 ^{ème} mode de vibration	123
Figure IV.5 : Vue en plan du 3 ^{ème} mode de vibration	124

Figure IV.6 : Vue de face du déplacement suivant l'axe X-X	127
Figure IV.7 : Vue de face du déplacement suivant l'axe Y-Y	128
Figure V.1 : Zone nodale	134
Figure V.2 : Section d'un poteau	135
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	139
Figure V.4: Dispositions constructives des portiques	142
Figure V.5: 2U superposés	142
Figure V.6 : La zone nodale	147
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales	149
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales	150
Figure V.8 : Schéma d'un voile plein	152
Figure V.9: Section du voile	155
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile Vy1 du 1 ^{er} entre sol	158
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile Vy1 des niveaux 2 à 9	159
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 du niveau 1	159
Figure V.13 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux 2et 3.....	159
Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux 4 à 9.....	160
Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée	162
Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante	163
Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier.....	166
Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis	168
Figure VI.5 : Schéma statique du débord	171
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier	175
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure Sens y-y.....	175
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure Sens x-x.....	176
Figure VI.8 : Dimensions du mur de soutènement	177
Figure VI.9 : Diagramme des contraintes	178
Figure VI.10 .Le panneau le plus sollicité	178
Figure VI.11 : schéma de ferrailage du mur	182

Introduction générale

Introduction Générale

Les besoins de l'homme en matière de construction se sont accentués d'une façon exponentielle, les développements des autres domaines tel que l'industrie, le tourisme ont engendré l'apparition de nouvelles formes de construction, sans oublier la croissance démographique la quelle pose un sérieux problème dans plusieurs payes notamment l'Algérie.

Pour pouvoir satisfaire ses besoins, et d'y remédier aux déférents problèmes l'homme a opté pour les constructions en hauteur, ce qui lui a permis d'éviter plusieurs soucis liés aux limitations de terrains en villes et a l'importante demande de logement.

Seulement cette solution n'est pas sans difficultés, car les hauteurs rendent les constructions plus vulnérables aux sollicitations du séisme et du vent, ce qui met les vies des occupants en danger, sans oublier les pertes matérielles et financières.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des effets dévastateurs que nous ne pouvons prédire, mais que nous pouvons limiter ou éviter, et cela en adoptant un système de construction rigide pouvant résister aux différentes catastrophes aux quelles la structure est susceptible d'être exposée.

En Algérie les expériences vécues durant les derniers séismes comme celui de Boumerdas, ont forcé les autorités à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien avec la consultation des experts dans le domaine. Le nouveau règlement publier en 2003 le RPA 99/version 2003 contient des règles de conception est de calcul visant à assurer un niveau de sécurité élevé des vies humaines et des biens vis-à-vis du danger sismique.

Dans le présent projet nous allons étudier un bâtiment (R+6+2 entres sol) à usage multiple bureaux, locaux et habitation contreventé par un système mixte (voile+portique), il est structuré en six chapitres.

Chapitre

1

Généralités

I Introduction

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet étudié.

I.1 Caractéristiques du site :

Le site est situé à la wilaya de bouira, classée selon le RPA99/V2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Le site est classé en catégorie 3 (S3) sol meuble, avec une capacité portante de 1 bars

I.2 présentation de l'ouvrage

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+6+2 entres-sol) à usage multiple qui regroupe des commerces, bureaux et des logements d'habitation classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage de moyenne importance) selon la classification du RPA99.V2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté dans la ville de bouira qui est considérée selon le RPA-99 de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

I.3 Description de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte :

- Deux entres sols (le premier destiné pour usage de commerce et l'autre pour usage de bureaux).
- Un rez-de-chaussée (RDC) a usage d'habitation.
- Les autres étages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.4 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ingénieur en génie civil est tenu de respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale 28.56 m.
- Longueur totale du bâtiment 21.15 m.
- Largeur totale du bâtiment 8.70 m.
- Hauteur d'étage courant 3.06 m.
- Hauteur du RDC 3.06 m.
- Hauteur du 1^{er} entre sol 4.08 m.
- Hauteur du 2^{eme} entre sol 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère 0.60 m.

I.5 Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des

éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système mixte voiles portiques.

I.6 Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.6.1 Les planchers

Les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression en béton armé. le rôle essentiel des planchers est de :

- Séparer deux niveaux successifs d'un bâtiment.
- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- Il assure la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature.

I.6.2 L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui peut être accessible ou non accessible, il joue le rôle d'un garde corps.

I.6.3 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux, fracturée au niveau du deuxième entre sol. Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I.6.4 Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.6.5 La cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée avec dalle pleine supportant la salle machine.

I.6.6 Le remplissage (maçonnerie)

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de (15 et 10) cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur.

I.6.7 Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.6.8 Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.7 Règlement et normes utilisée

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93. (code de béton armé).
- Le RPA 99.V 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- Le BAEL 91. (Béton Armé aux Etats Limites).
- Les DTR. (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.8 Indication générales sur les règles de BAEL

I.8.1 Etats limites

I.8.1.1 Définition de l'état limite

C'est un état pour lequel une condition de sécurité de l'ouvrage ou de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.8.1.2 E.L.U (état limite ultime)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou la destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limite ultimes

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de la résistance soit du béton ou de l'acier.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instables.

I.8.1.3 E.L.S. (état limite de service)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois états limites :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.

- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I.8.2 Les actions et les sollicitations

I.8.2.1 Actions

I.8.2.1.1 Définition :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanente, d'exploitation, climatique, etc....).

I.8.2.1.2 Valeurs caractéristique des actions

I.7.2.1.3 Les actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

I.8.2.1.4 Les actions variables (Q)

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

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

I.8.2.1.5 Les actions accidentelles (FA)

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

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

I.8.2.2 Les sollicitations

I.8.2.2.1 Définition des sollicitations

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, calculées avec les combinaisons des différentes actions.

I.8.2.2.2 Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charges.

I.8.2.2.3 Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELS

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.8.3 Les combinaisons d'action

Soit :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : action variable dite d'accompagnement (avec $i > 1$).

I.8.3.1 Les combinaisons d'action à l'ELU

A. Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35 \cdot G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \cdot \Psi_{oi} \cdot Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3, 21)}$$

- | | | | |
|---|----------------------|---|---|
| { | $\gamma_{q1} = 1.5$ | → | cas générale. |
| { | $\gamma_{q1} = 1.35$ | → | cas température ; charge routière, bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine. |

Ψ_{oi} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

- | | | | |
|---|-----------------|---|--|
| { | $\Psi_o = 0.77$ | → | vent, neige.....BAEL 91 (article D.1.2, 3) |
| { | $\Psi_o = 0.6$ | → | variation uniforme de la température. |

B. Situation accidentelle

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1,i} \cdot Q_i + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3, 22)}$$

{	F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.
	$\Psi_{1,i} * Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.
	$\Psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.
	$\Psi_1 = 0.2$ \longrightarrow vent.
	$\Psi_1 = 0.15$ \longrightarrow neige pour altitude < 500m.
$\Psi_1 = 0.3$ \longrightarrow neige pour altitude > 500m.	
$\Psi_1 = 0.5$ \longrightarrow variation uniforme de la température.	
{	$\Psi_2 = 0$ \longrightarrow Vent, neige pour altitude \leq 500m, et variation de température.
	$\Psi_2 = 0.1$ \longrightarrow neige pour altitude > 500m.

I.8.3.2 Combinaisons d'action à considérer à L'E.L.S:

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} * Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3, 3)}$$

I.8.3.3 Combinaisons d'action donnée par le RPA 99

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

1) Situation durable

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q

2) Situation accidentelles

- G + Q \pm E
- 0.8 * G \pm E
- G + Q \pm 1.2 * E \longrightarrow pour les structures auto-stables.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.9.1. Le béton

I.9.1.1 Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction des ouvrages doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la formes de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant le meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.

- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.9.1.2 Les constituants du béton

a) Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b) Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

La granulométrie entre dans la composition du béton, elle a une grande influence sur la résistance de ce dernier, on a :

- **Le sable** : généralement de diamètre $< 5\text{mm}$
- **Les matériaux pierreux** : ont un diamètre entre 5 et 30 mm.

c) Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

d) L'eau

- **Le dosage du béton**

Pour la réalisation des ouvrages courants, le béton utilisé sera dosé à 350kg/m^3 en C.P.A 325 avec un mélange de sable, gravier et d'eau définie comme suit :

- Le sable (diamètre $< 5\text{mm}$) est dosé à 174 kg/m^3 .
- Le gravier (diamètre $< 25\text{mm}$) est dosé à 366 kg/m^3 .
- La quantité de l'eau de gâchage est de 140 kg/m^3 .

I.9.1.3 Les résistances caractéristique du béton

I.9.1.3.1 Résistance caractéristique à la compression

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La résistance du béton est obtenue par un grand nombre d'essai de compression jusqu'à rupture sur les éprouvettes normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à « j » jours d'âge sont donnée en fonction de f_{c28} par les formules suivantes :

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (CBA 93 - A.2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Si $j > 28$ jours

$$F_{cj} = f_{c28}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.9.1.3.2 Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \longrightarrow \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$
- $f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \longrightarrow \quad f_{c28} > 60 \text{ MPa}$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

I.9.1.3.3 Module de déformation longitudinale du béton :

- **A court terme (E_{ij})**

D'après le BAEL91 (art.2.1.21), sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale de béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (art.2.1,21)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

- **A long terme (E_{vj})**

D'après le BAEL91 (Art A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application on utilise le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de langage et le retrait du béton, le module est égal :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A.2.1.22)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{vj} = 1089 \text{ MPa}$

I.9.1.3.4 Coefficient de poisson :(Art A.2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

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

- $V = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU
- $V = 0,2$ pour le calcul des sollicitations à l'ELS

1. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est en fonction du module de déformation instantanée (E_{ij}), et du coefficient de poisson, donnée comme suit :

$$G = \frac{E}{2*(\nu+1)} \text{ MPa}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson avec $\nu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_t}$

E : module de Young

I.9.1.3.4 Les contraintes limites du béton

a) A l'état limite ultime (ELU)

- **Contrainte de compression à l'état limite ultime (l'ELU)**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ [MPa]} \text{ avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 h.

$\theta = 0.9$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 h.

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

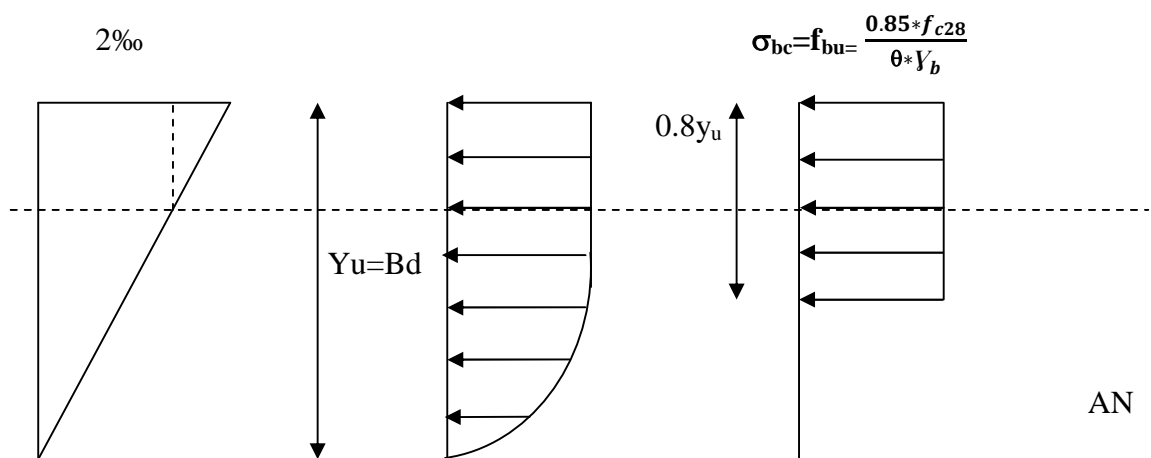


Figure I.1: Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression).

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24h d'où :

$\sigma_{bc}=14.2$ MPa : situation durable.

$\sigma_{bc}=18.48$ MPa: situation accidentelle.

- **Diagramme contrainte-déformation**

Ce diagramme est réalisée en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h=32$ cm, $\Phi=16$ cm) à un essai de compression.

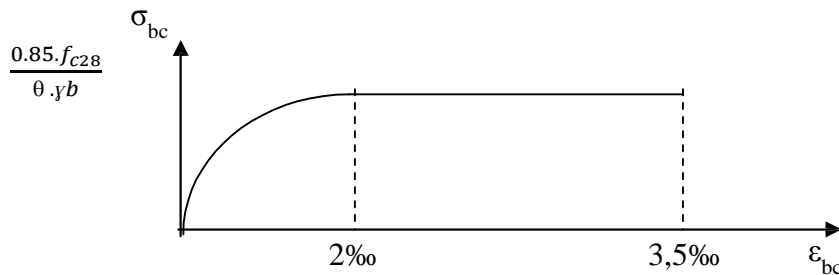


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U.

Le diagramme contrainte –déformation du béton pouvant être utilise dans tout les cas et le diagramme de calcul est nommé (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (σ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées :

$$\varepsilon_{bc}=2\text{‰} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{0.85.f_{cj}}{\theta.yb}$$

$$\text{Pour } 0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.25 * f_{28} * 10^3 * \sigma_{bc} * (4 - 10^3 * \varepsilon_{bc})$$

$$\text{Pour } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.yb}$$

ε_{bc} = raccourcissement du béton.

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contraint ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2 * f_{cj}}{y_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \Longrightarrow \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

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

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

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

b) Etat limite de service

Dans le cas à l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par le module d'élasticité du béton.

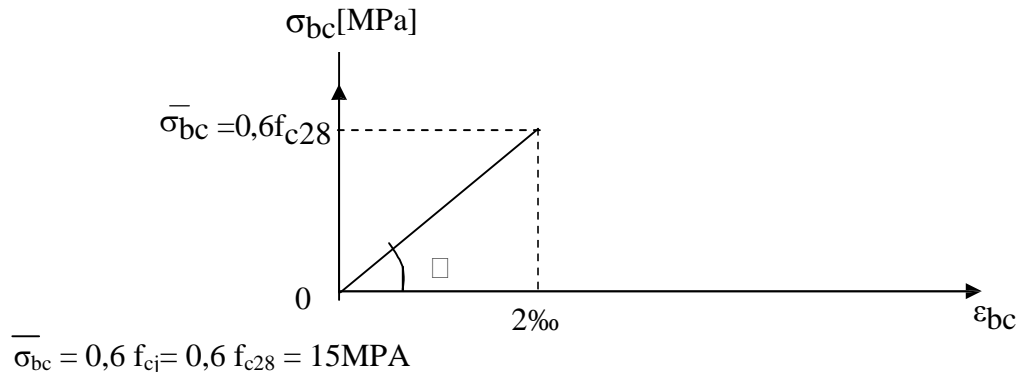


Figure I.3 : Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.

I.9.2 Les aciers

I.9.2.1 Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité.

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien qu'en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.9.2.2 Différents types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 215MPa ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses et les diamètres normalisée sont 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 et 50mm
- **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un Allongement à la rupture de 22% Ce sont les aciers à haute adhérence de type I, avec les mêmes diamètres que les R.L.
- **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 25% Ce sont les aciers à haute adhérence de type II avec les mêmes diamètres que les R.L.
- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

F_{eg} : limite d'élasticité garantie.

η : coefficient de fissuration.

Ψ_s : coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400.
- Rond lisses S235
- Treillis soudés TL520 ($\Phi < 6$)

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être d'une haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.9.2.3. La résistance de calcul de l'acier

I.9.2.3.1 Résistance de calcul à l'E.L.U

D'après le BAEL91 (Art 2.2,2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contrainte (σ)-déformation (ϵ_{bc}) ci-dessous :

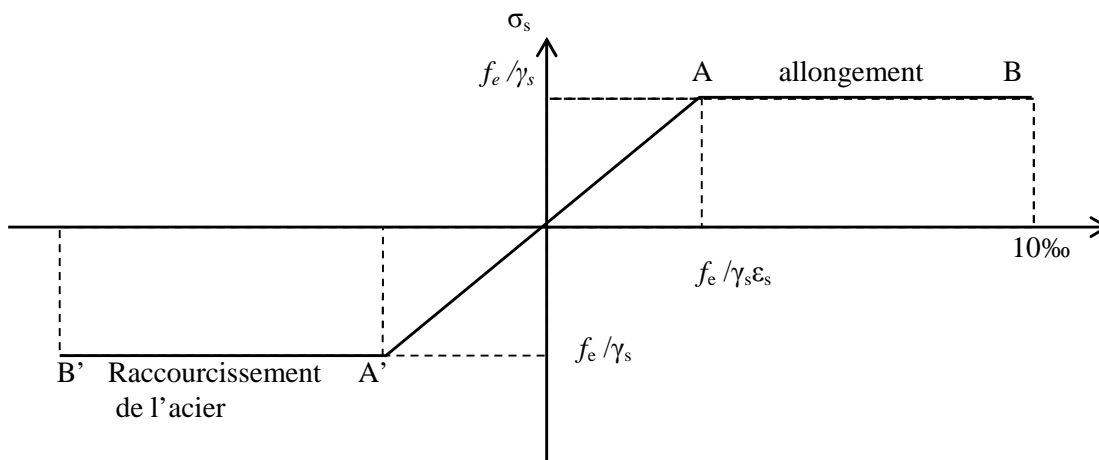


Figure I.4: Diagramme contraintes-déformation des aciers (E.L.U).

Pour $0 \leq \varepsilon_{se} \dots \dots \dots \sigma_{st} = E_s \cdot \varepsilon_s$

Pour $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_{st} \leq 10\% \dots \dots \dots \sigma_{st} = f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier,

γ_s { $\begin{cases} 1.15 \longrightarrow \text{Cas courant.} \\ 1.00 \longrightarrow \text{Cas accidentel.} \end{cases}$

Dans notre cas on utilise l'acier FeE400 :

$\longrightarrow F_{sc} = 348 \text{ MPa}$ cas courant.

$\longrightarrow F_{sc} = 400 \text{ MPa}$ cas accidentel.

I.9.2.3.2 Résistance de calcul à l'E.L.S

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

a) **Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5,32 BAEL 91)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) **Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5,33 BAEL 91)**

$$\sigma \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right] \text{ MPA}$$

Avec:

σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \text{ pour les RL.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de } \Phi < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA.} \end{array} \right.$$

c) **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right] \text{ MPA}$$

I.9.2.4. Protection des armatures: (Art A.7.1. BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.9.3 Hypothèse de calcul

I.9.3.1 Règle des trois pivots

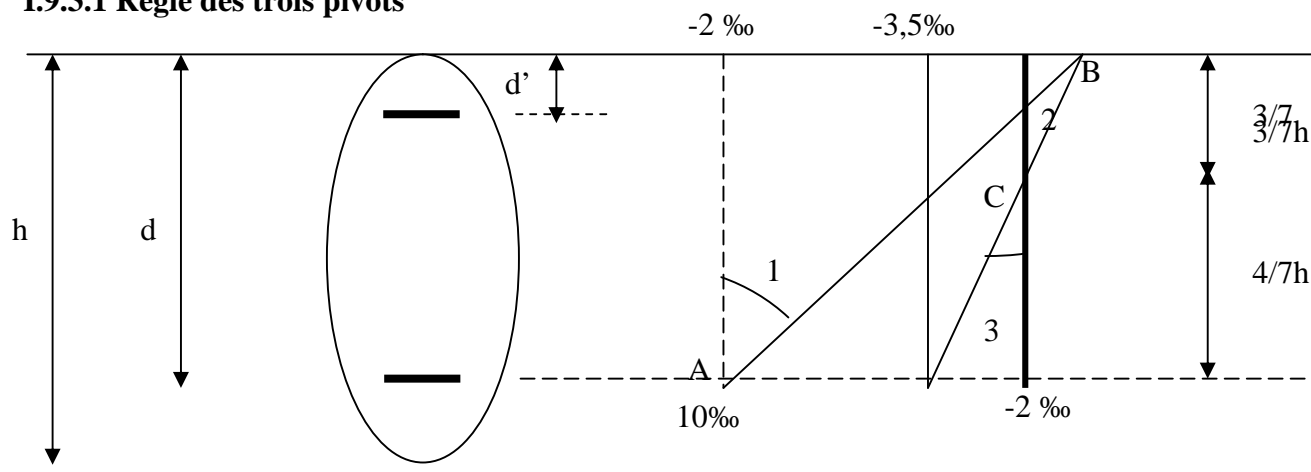


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites (ELU)

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2596 \cdot d$
- Le pivot B si $0.2593 \cdot d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

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

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état –limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $3/7$ de la hauteur totale « h » de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression.

1.9.3.2 Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. les trois première sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, l'armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tenu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées en leur centre de gravité, est limité à 10‰
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A,B,C (la règle des trois pivots).

1.9.3.3. Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = E_s / E_b = 15$

I.10 Conclusion

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne compression et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre

2

Prédimensionnement

I. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II Les planchers

II.1 Définition

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...)
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage par le sol, dalle flottante...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent à leur tour aux fondations.

Suivant le niveau du plancher dans la construction, il devra être soit isolé thermiquement (VS ou Haut de sous-sol), soit non isolé (plancher intermédiaire entre 2 niveaux chauffés).

Dans notre projet on trouve :

- plancher a corps creux ; composé de poutrelles, dalles de compression et de corps creux (hourdis)
- plancher a dalles pleines.

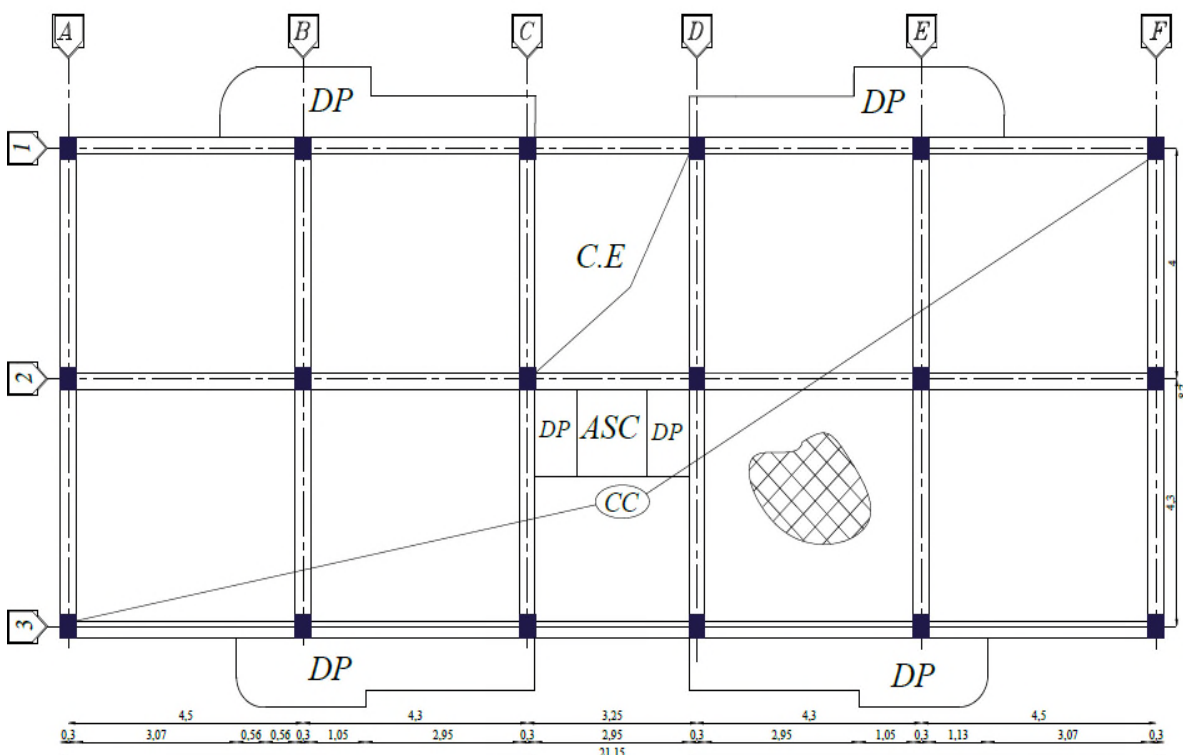


Figure II.1: plans de coffrage du plancher étage courant (corps creux- dalle pleine)

II.1.2 Plancher a corps creux

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, d'hourdis et une dalle de compression.

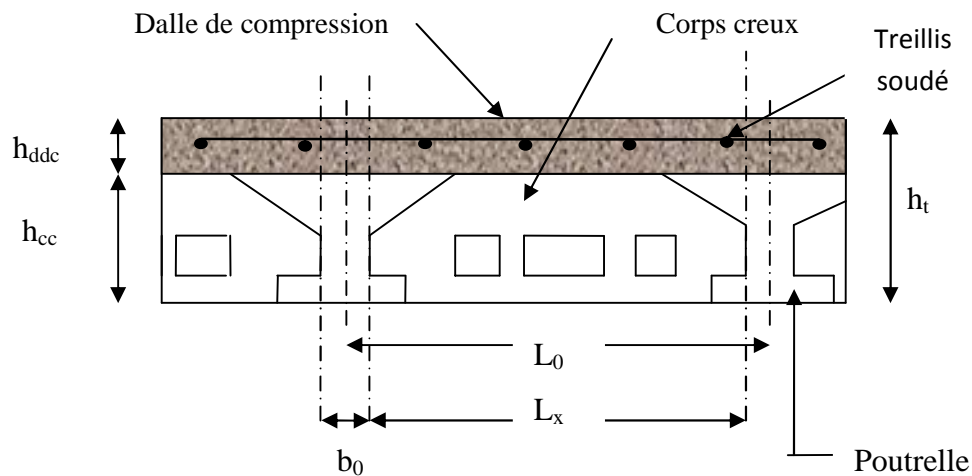


Figure II.2 : coupe transversale sur un plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h_{ddc} + h_{cc}$: hauteur totale du plancher.

h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L : distance maximal entre nue d'appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles).

$$L = 4.45 - 0.3 = 4.15\text{m}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18.44\text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de **20 cm**.

- Hauteur du corps creux : **$h_{cc} = 16\text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle de compression : **$h_{ddc} = 4\text{ cm}$**

II.1.2.1 LES POUTRELLES

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère de la continuité. (**Figure II.3**)

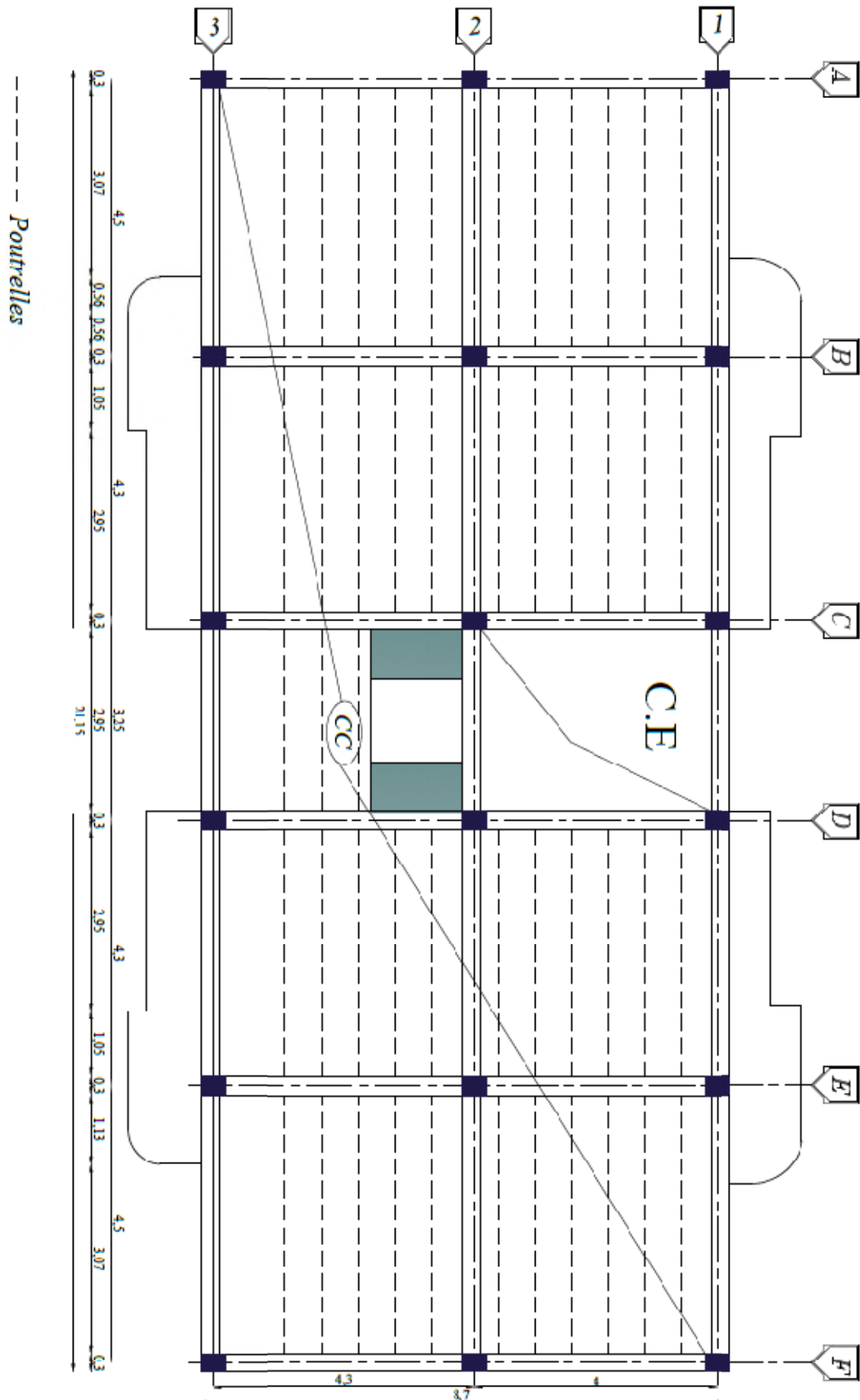


Figure II.3: Sens de disposition des poutrelles à tous les niveaux

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

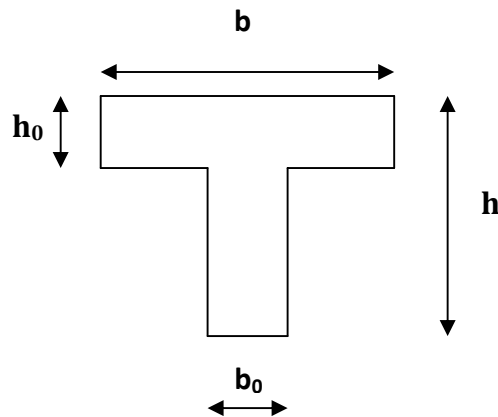


Figure II.4 : COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE

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

Avec:

L_x = distance entre nus de deux éléments calculés.

Dans ce cas $L_x = L_0 - b_0$

$b_0 = 8\text{cm} \rightarrow 12\text{cm}$

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

$L_x = 55\text{cm}$: distance entre nus de poutrelles. (Figure II.2)

$L_y = 415$: distance entre nus d'appuis des poutrelles. (Figure II.2)

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{415}{10}\right) \rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq 27,5$$

$$b - 10 \leq 27,5 * 2 \Leftrightarrow b \leq 55 + 10 = 65\text{cm}$$

on prend $b = 65\text{cm}$.

II.1.3 Les Dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

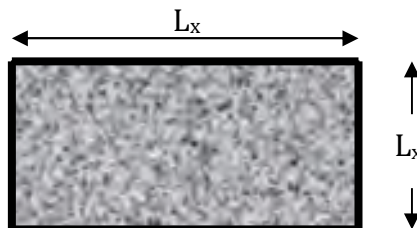


Figure II.5: Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis.

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 4 appuis avec } \rho < 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis. (CBA93)}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

b) Critère de coupe feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour 1 h de coupe-feu. (CBA93)}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour 2 h de coupe-feu.}$$

c) Critère d'isolation phonique :

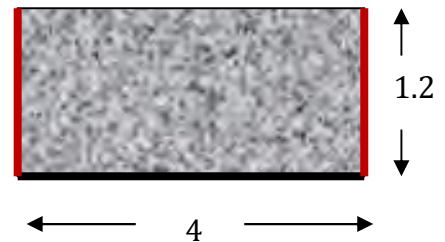
$$e \geq 14\text{ cm (CBA93)}$$

II.1.3.1 Les dalles pleines de notre projet

• Panneau sur 03 appuis :

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

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \longrightarrow e \geq 3\text{ cm}$$



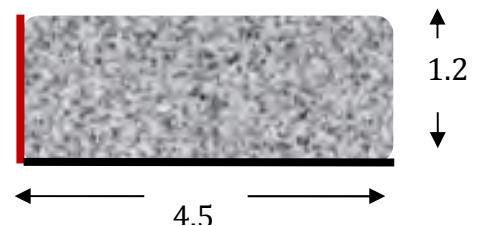
La condition de l'isolation phonique est la plus défavorable : $e \geq 14\text{cm}$

On prend : $e = 15\text{ cm.}$

• Panneau sur 02 appuis :

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

$$e \geq \frac{120}{20} = 6\text{ cm}$$



La condition de l'isolation phonique est la plus défavorable : $e \geq 14\text{cm}$

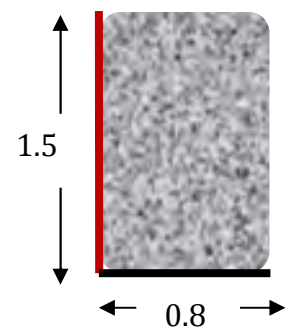
On prend : $e = 15\text{ cm}$

• Panneau sur 02 appuis :

$$e \geq \frac{80}{20} = 4\text{ cm}$$

La condition de l'isolation phonique est la plus défavorable : $e \geq 14\text{cm}$

On prend : $e = 15\text{ cm.}$

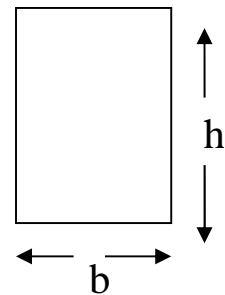


II.2 Les poutres

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

▪ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$ (2.1)

▪ Largeur : $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$ (2.2)



L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone IIa telles que :

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5 ht + b_1 \\ \text{Avec : } b_1 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses).
- poutres secondaires (ou de chaînage).

II.2.1 Poutres Principales

Sachant que $L = 430 - 30 = 400$ cm, il vient :

$\frac{400}{15} \leq ht \leq \frac{400}{10} \implies 26.66 \leq ht \leq 40$

Par mesure de sécurité on prend **ht = 40cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$0,4 ht = 16 \text{ cm}$

$0,7 ht = 28 \text{ cm}$

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm.**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ ht = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b = 40 / 30 = 1,33 \leq 4 \\ b_{max} = 25 \text{ cm} \leq 1,5 ht + b_1 = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées.}$$

II.2.2 Poutres Secondaires

Sachant que $L = 445 - 30 = 415$ cm, il vient :

$$\frac{415}{15} \leq ht \leq \frac{415}{10} \implies 27,66 \leq ht \leq 41,5$$

on prend **ht = 35cm**

La largeur b sera donc :

$$\left. \begin{array}{l} 0,4 ht = 14\text{cm} \\ 0,7 ht = 24,5\text{cm} \end{array} \right\} 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$ht = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$ht / b = 35 / 30 = 1,16 \leq 4$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 ht + b_1 = 82,5 \text{ cm}$$

Conditions vérifiées.

Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales **(30x 40) cm²**.
- poutres secondaires **(30 x 35) cm²**.

II.3 Les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales.

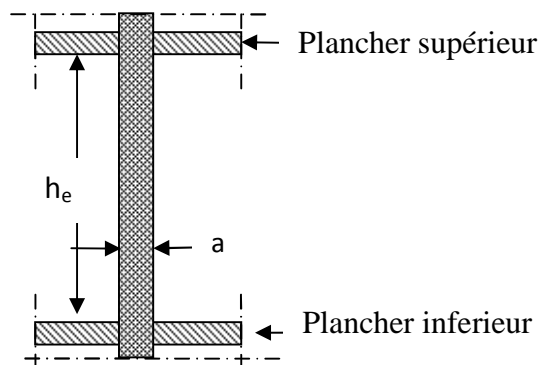


Figure II.6: coupe verticale d'un voile

Ils sont dimensionnés d'après la condition du **RPA 99 (art 7.7.1)** qui stipule :

$$- e \geq \max \left(\frac{he}{20}, 15\text{cm} \right)$$

$$- L \geq 4 \times e$$

•Pour le 1^{er} sous sol : $h = 408\text{cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4$ on prend $e = 20\text{ cm}$.

$L \geq 80\text{cm}$.

•Pour le RDC, le 2^{ème} sous sol et les étages courants : $h = 306\text{ cm}$

$h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} = 286/20 = 14,3\text{ cm}$ on prend $e = 15\text{cm}$.

$L \geq 60\text{cm}$

On adoptera une épaisseur : $e = 15\text{cm}$ pour les voiles du 2^{ème} entre-sol, le rez-de-chaussée et l'étage courant et $e = 20\text{cm}$ pour les voiles du 1^{er} entre-sol.

II.4 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux (du 1^{er} entre sol jusqu'au dernier niveau fracturé au niveau du 2^{ème} entre sol). Celle-ci sera réalisée en béton armé et coulée sur place.

-Escaliers du RDC au dernier niveau : comporte deux volées avec un seul palier intermédiaire.

-Escalier du 1^{er} entre sol : est de deux volées avec deux paliers intermédiaires

➤ Présentation schématique :

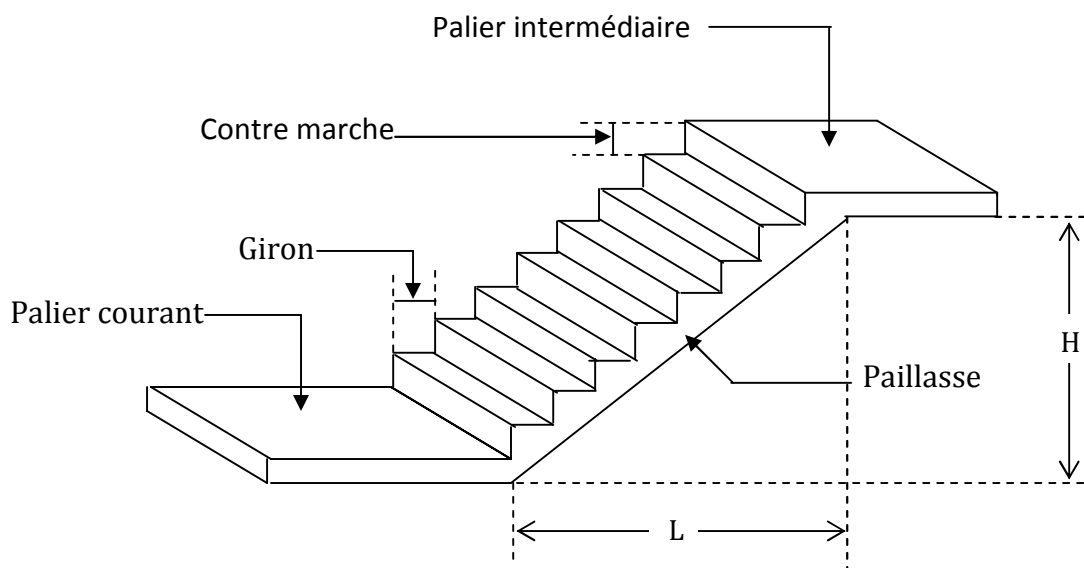


Figure II.7 : vue d'escalier en trois dimensions.

Notations utilisées

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e_p : épaisseur de la paillasse
- H : hauteur de la volée
- L : longueur de la volée projetée

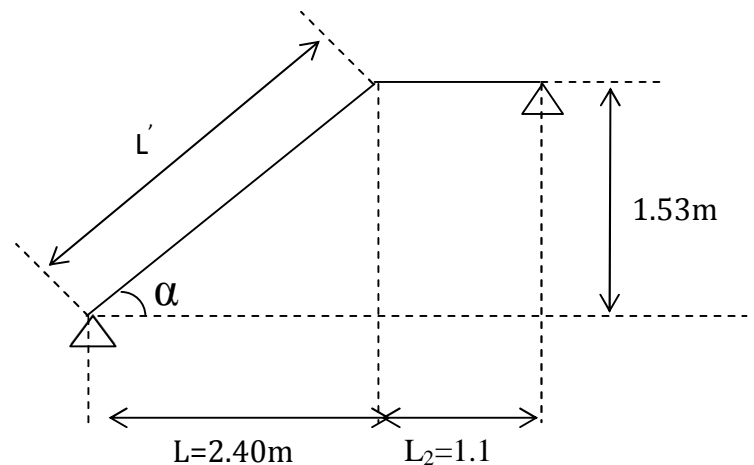


Figure II.8 : Schéma statique

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

- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale (20 → 40%).
- La hauteur **h** des contre marches se situe entre 14 et 18 cm .
- La largeur **g** se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

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

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n \\ g = L/(n - 1) \end{cases}$$

n: nombre de contres marches et **(n-1)**: nombre de marches.

Généralement h=17cm et g=30cm.

- Si on pose h=17cm et g=30cm → 2h+g=64cm, on remplace h et g par leur fonction de n :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \rightarrow 2H(n - 1) + Ln = 64n(n - 1) \text{ on aboutira à la formule suivante :}$$

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

On opte pour **18** contre marche soit **9** contres marches pour chaque volée.

Nombre de marches: $n - 1 = 8$

Nombre de contres marches: $n = 9$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

Le giron: $g = L / n - 1 = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL

$$60 \leq 2h + g \leq 65$$

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \Rightarrow c' \text{ est vérifiée}$$

Dimensionnement de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{240}{\text{cos } 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 284.63 + 110 = 394.63 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{394.63}{30} \leq e_p \leq \frac{394.63}{20} \Rightarrow 13.15 \leq e_p \leq 19.73$$

On opte pour une épaisseur **p=15cm**.

II.5.1 Détermination des charges et surcharges

Afin de pré dimensionner les éléments (planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

II.5.1 les planchers

⇒ **Plancher terrasse (inaccessible)**

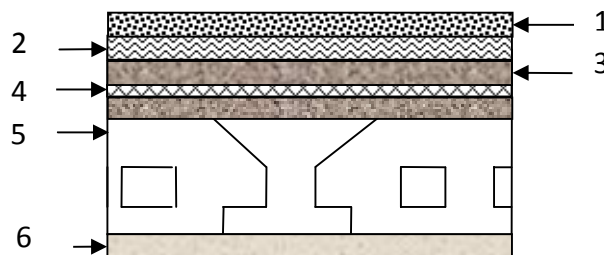


Figure II.9 : Coupe transversale dans le plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	5	19,00	0.95
2	Etanchéité multiple	2	6,00	0.12
3	Forme de pente en béton	10	20,00	2
4	Feuille de polyane	/	2	0.02
5	Dalle en corps creux	(16+4)	14,00	2.8
6	Enduit de plâtre	2	10,00	0.2
Charge permanente totale				G=6,09
Surcharge d'exploitation				Q=1

⇒ **Plancher Etage courant, RDC et entre sol**

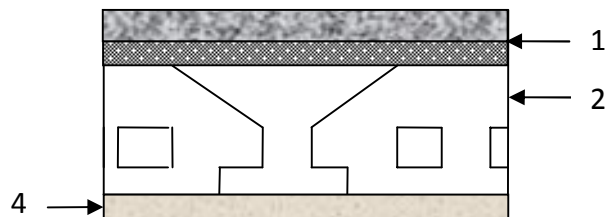


Figure. II.10 : Coupe transversale dans le plancher étage

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G de l'étage courant et RDC

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique[KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	6	20	1
2	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
4	Enduit de plâtre	2	10	0.20
	Cloisons légères	/	/	1
Charge permanente totale				G=5.2
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G du 1^{er} et 2^{eme} entre sol

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	6	20	1.2
3	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
4	Enduit de plâtre	2	10	0.20
	Cloisons légères	/	/	1
Charge permanente totale				G= 5.2
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5

⇒ **Plancher à dalle pleine**



Figure II.11 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

Tableau II.4 : évaluation des charges du balcon

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique[KN /m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	6	20	1.2
2	Dalle pleine	15	25	3.75
3	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Cloisons légères réparties	10	10	1
Charge permanente totale				G = 6.31
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

Tableau II.5 : évaluation des charges des dalles pleines intérieures

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique[KN /m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	6	20	1.2
2	Dalle pleine	15	25	3.75
3	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Cloisons légères réparties	10	10	1
Charge permanente totale				G = 6.31
Surcharge d'exploitation				Q = 1,5

II.5.2 Maçonnerie :

- Mur extérieur :

Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Désignation	Epaisseur(cm)	Poids volumique[KN / m ³]	Charges[KN / m ²]
1	Mortier de ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	15	9	1.35
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0.9
5	Enduit plâtre	2	10	0,2
Charge permanente totale				G= 2.81

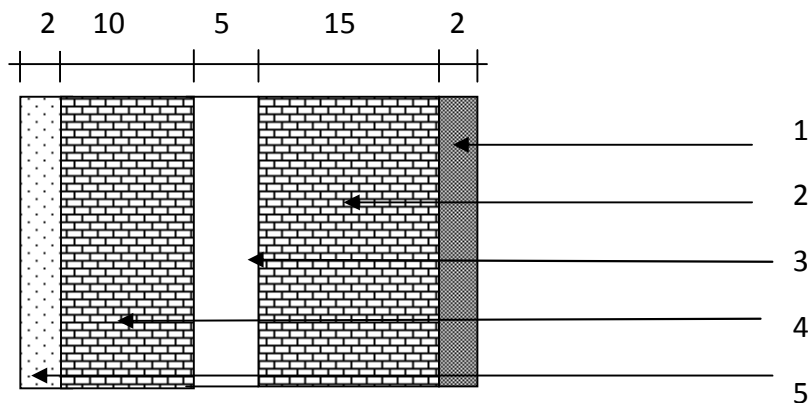


Figure II.12 : Coupe verticale d'un mur extérieur

▪ Mur intérieur

Tableau II.7 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur) :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge permanente totale				G=1,3

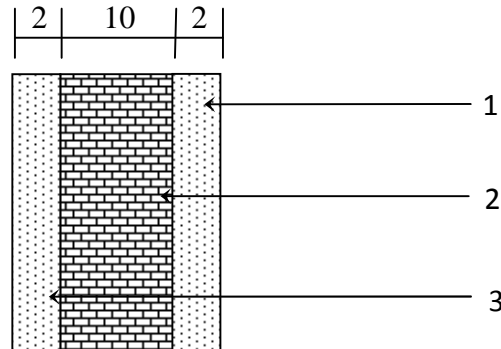


Figure II.13: Coupe verticale d'un mur intérieur

II.5.3 L'acrotère

L'acrotère est l'élément structural contournant le plancher terrasse, Il est assimilé à une console encastrée (système isostatique). La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal **NG** et une charge d'exploitation non pondérée estimée à **1 KN/ml** provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique **Fp**.

$H = 60 \text{ cm}$

$G = S_x * \rho$ avec $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$S = (0.60 * 0.10) + (0.10 * 0.05)/2 + (0.10 * 0.05)$

$S = 0.0675 \text{ m}^2$.

$G = S_x * \rho = 0.0675 * 25 * 1 \text{ ml} = 1.6875 \text{ kn/ml}$

G = 1.6875 KN/m

Q = 1 KN/m

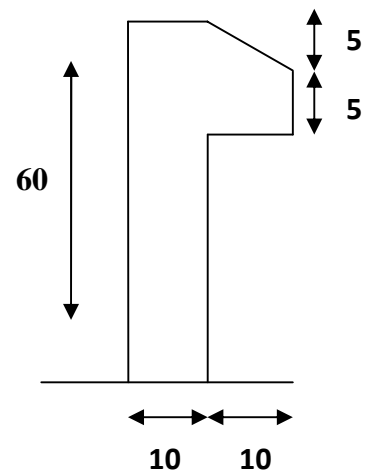


Figure II.14 : Coupe verticale de l'acrotère

II.5.4 Les escaliers

- La volée :

Tableau II.8 : Valeur de la charge permanente de la volée

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{0.17*25}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	15	$\frac{0.15*25}{\cos 32.52} = 4.447$
Carrelage et Mortier de pose	6	$20*0.06 = 1.2$
Garde corps	/	1
Enduit ciment	2	$18*0.02 = 0.36$
Charge permanente totale		G=9.132
Surcharge d'exploitation		Q=2.5

- Le palier :

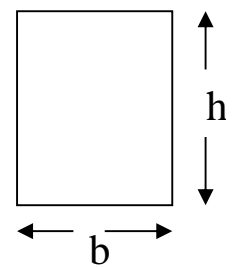
Tableau II.9 : Valeur de la charge permanente du palier

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN / m ³	Charges KN / m ²
1	Carrelage et Mortier de pose	6	20	1.2
2	Poids propre du palier	15	25	3.75
3	Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				G=5.31
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

II.6 Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU et des exigences du RPA99. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (IIa):

$$\begin{cases} \text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min} (b, h) \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$



On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Tableau II.10. dimensions des poteaux supposées

Etage	1 ^{er} entre sol 2 ^{eme} entre sol RDC	1 ^{er} Etage 2 ^{eme} Etage 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage 5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage
S (cm ²)	40x45	35x40	30x35

II.7 La descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charges permet l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

Loi de dégression de charges

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

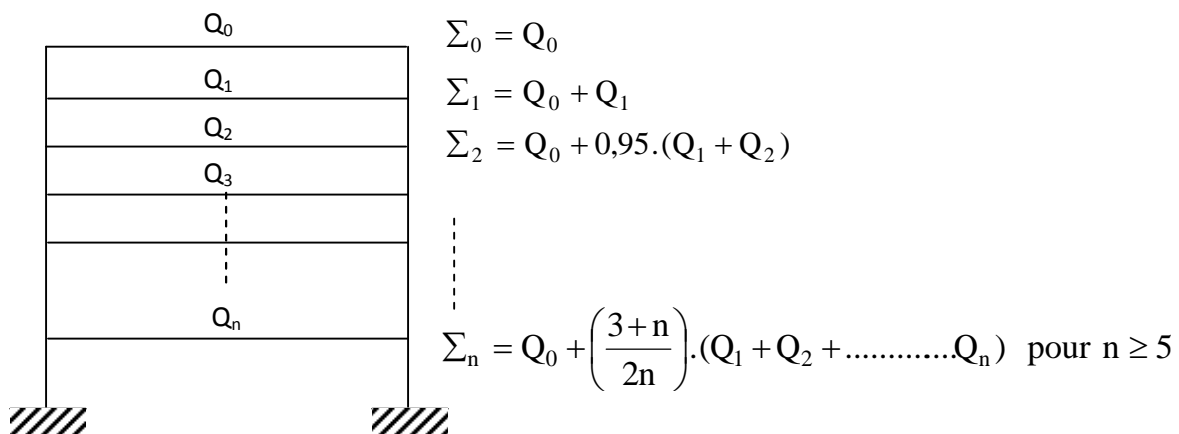


Figure II.15.Schéma statique de la décente de charge.

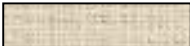


II.7.1 : Charges et surcharges revenants au poteau P1

a) Surface d'influence

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (2.1 \times 1.9) + (2 \times 1.9) + (2 \times 1.9) + (2 \times 2)$$

$$S_{\text{aff}} = 15,99 \text{ m}^2$$

-  : Plancher à corps creux.
-  : Poutres principales.
-  : Poutres secondaires.

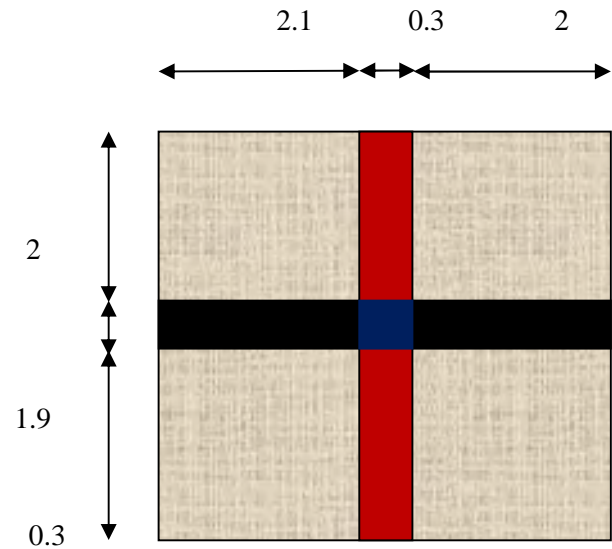


Figure II.16: Surface d'influence du poteau P1.

➤ **Poids des éléments porteurs**

a) Poteaux

Etage	1 ^{er} entre sol	2 ^{eme} entre sol RDC	1 ^{er} Etage 2 ^{eme} Etage 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage 5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage
S (cm) ²	40x45	40*45	35*40	30*35
G (KN)	18,36	13.77	10.71	8.0325

b) Poutres

$$G_{pp} = [(1.9+2) \times 0.4 \times 0.30] \times 25 = 11.7 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale})$$

$$G_{ps} = [(2.1+2) \times 0.35 \times 0.3] \times 25 = 10.762 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire})$$

$$G_p = 11.7 + 10.762 = 22.462 \text{ KN}$$

Tableau II.11 : Descente de charges (poteau P₁)

Niveau	Elément	Poids	Surcharges
N0	-plancher terrasse inaccessible	97.3791	15.99
	-poutres	22.462	
	-poteau	8.0325	
	Total	127.8736	

N1	-N1	127.8736	
	-plancher étage courant	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	8.0325	
	Total	355.1586	39.975
N2	-N2	355.1586	
	-plancher étage courant	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	8.0325	
	Total	468.8011	61.5615
N3	-N3	468.8011	
	-plancher étage courant	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	10.71	
	Total	585.1211	80.7495
N4	-N4	585.1211	
	-plancher étage courant	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	10.71	
	Total	701.4411	97.539
N5	-N5	701.4411	
	-plancher étage courant	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	10.71	
	Total	817.7611	111.93
N6	-N6	817.7611	
	-plancher RDC	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	13.77	
	Total	937.1411	123.9225
N7	-N7	937.1411	
	-plancher 2 ^{eme} entre sol	83.148	23.985
	-poutres	22.462	
	-poteau	13.77	
	Total	1056.5211	135.915
N8	-N8	1056.5211	
	-plancher 1 ^{er} entre sol	83.148	39.975
	-poutres	22.462	
	-poteau	18.36	
	Total	1180.4911	158.9006
Total		1180.4911	158.9006

$$NU=1.35*1180.4911+1.5*158.9006=1832.0138 \text{ KN}$$

II.7.2 Charges et surcharges revenant au poteau P2

a) Surface d'influence :

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

- o Pour étages courants :

Corps creux :

$$S_{cc} = (2 \times 1.9) + (0.3 \times 2) + (2 \times 2) = 8.4 \text{ m}^2$$

Dalle pleine

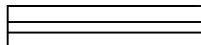
$$S_{dp} = 1.5 \times 0.8 = 1,2 \text{ m}^2$$


Escalier :


$$S_{esc} = 1,4 \times 1,9 = 2,66 \text{ m}^2$$

 : Plancher à corps creux


 : plancher à dalle pleine.

 : Escalier.

 : Poutre principale.

 : Poutre secondaire

 : Poutre noyée.

 : Vide ascenseur.

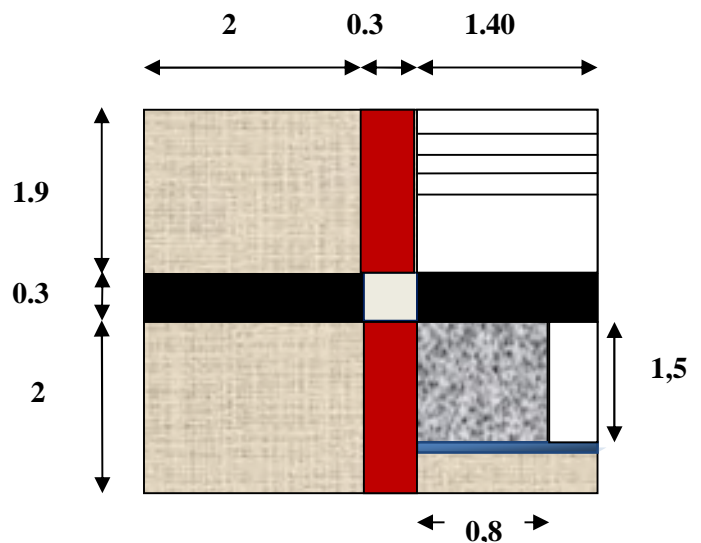


Figure II.17: Surface d'influence du poteau P2.

- o Pour la terrasse inaccessible :

Corps creux :

$$S_{cc} = (2 \times 1.9) + (0.3 \times 2) + (2 \times 2) + (1.4 \times 1.9) = 11.06 \text{ m}^2$$

Dalle pleine (dalle machine) :

$$S_{dp} = 1.5 \times 1.4 = 2,1 \text{ m}^2$$

- o Pour le plancher RDC 1^{er} et 2^{ème} entre- sol:

Corps creux :

$$S_{cc} = (2 \times 1.9) + (1,4 \times 2) + (2 \times 2) + (1,4 \times 1.9) = 13.26 \text{ m}^2$$

- o **poutres :**

$$G_{pp} = [(1.9+2) \times 0.4 \times 0.30] \times 25 = 11.7 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale})$$

$$G_{ps} = [(2+1.4) \times 0.35 \times 0.3] \times 25 = 8.7937 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire})$$

$$G_{pn} = 0.2 \times 0.2 \times 25 = 1 \text{ KN} \quad (\text{poutre noyée})$$

$$G_p = 11.7 + 8.7937 + 1 = 21.4937 \text{ KN}$$

N.B : l'escalier du 1^{er} entre sol est différent de celui de l'étage courant, il contient un palier, une petite volée et une poutre palière de plus, le calcul de la petite volée a donné les résultats suivants :

- Nombre de marches = 5
- Nombre de contres marches = 6
- longueur de la volée = 1.81m
- longueur de la paillasse = 1.81+1.1=2.91m

$$\text{D'où : } G = 9.132 * (1.35 * 1.81) = 22.314 \text{ KN}$$

Tableau II.12: Descente de charges (poteau P₂)

Niveau	Elément	Poids	Surcharges
N0	-plancher terrasse inaccessible	115.85	13.293
	-poutres	21.493	
	-poteau	8.0325	
	Total	145.3755	13.293
N1	-N0	145.3755	
	-plancher étage courant	51.32	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	8.0325	
	-escalier	24.2911	6.6565
Total	250.5121	35.6995	
N2	-N1	250.5121	
	-plancher étage courant	51.32	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	8.0325	
	-escalier	24.2911	6.6565
Total	333.6487	55.8635	
N3	-N2	333.6487	
	-plancher étage courant	51.32	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	10.71	6.6565
	-escalier	24.2911	
Total	441.4628	73.7905	
N4	-N3	441.4628	
	-plancher étage courant	51,32	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	10.71	
	-escalier	24.2911	6.6565
Total	527.2769	89.4751	

N5	-N4	527.2769	
	-plancher étage courant	51.32	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	10.71	
	-escalier	24.2911	6.6565
Total		635.091	102.919
N6	-N5	635.091	
	-plancher RDC	55.12	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	13.77	
	-escalier	24.2911	6.6565
Total		749.7651	114.1222
N7	-N6	749.7651	
	-plancher 2 ^{eme} entre sol	55.12	15.75
	-poutres	21.493	
	-poteau	13.77	
	-escalier	/	/
Total		840.1481	120.5695
N8	-N7	840.1481	
	-plancher 1 ^{er} entre sol	55.12	26.5
	-poutres	21.493	
	-poteau	18.36	
	-escalier	24.2911	6.6565
	- palier	8.5827	4.18
	- poutre palière	3,65	
Total		971.6449	142.0449
Total		971.6449	142.0449

$$NU = 1.35 * 971.6449 + 1.5 * 142.0449 = 1524.7880 \text{ KN}$$

➤ Le poteau (P1) est le plus sollicité avec : **NU=1832.0138 KN**

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu^* = 1.1 * (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu^* = 1.1 * 1832.0138 = 2015.2152 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

➤ Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \sigma_{bc} \text{ tel que } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2015.2152}{14.2 \cdot 10^3} \Rightarrow B \geq 0.1419 \text{ m}^2$$

A la base : $B=0.45 \cdot 0.40=0.18 \text{ m}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

Tableau II.13 : Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P1)

Niveau	Nu*	Section	Condition $B > B_{calculée}$		Observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
N0	216.2757	35x30	0.105	0.0152	Vérifier
N1	593.3692	35x30	0.105	0.0417	Vérifier
N2	797.7461	35x30	0.105	0.0561	Vérifier
N3	1002.1415	35x40	0.14	0.0705	Vérifier
N4	1202.5793	35x40	0.14	0.0846	Vérifier
N5	1399.0597	35x40	0.14	0.0985	Vérifier
N6	1596.1266	40x45	0.18	0.1124	Vérifier
N7	1793.1935	40x45	0.18	0.1262	Vérifier
N8	2015.2152	40x45	0.18	0.1419	Vérifier

➤ **Vérification au flambement**

D’après le (CBA 93) On doit vérifier que :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{BAEL 91 (Art B.8.4,1)}$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées.

α : coefficient en fonction de l’élancement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{[1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2]} & 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \frac{50}{\lambda} & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0)$

i : rayon de giration défini par: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ est définie comme suite: $\lambda = \frac{l_f}{i}$

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

Lo : longueur libre du poteau.

$L_f = 0,7 \times 4,076 = 2,576 \text{ m.}$

$B = 0,4 \times 0,45 = 0.18 \text{ m}^2.$

$I = \frac{45 \times 40^3}{12} = 240000 \text{ cm}^4$

$i = \sqrt{\frac{240000}{1800}} = 11.547 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{257.6}{11.547} = 22.322 \text{ cm}$

$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2]} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2 \times (\frac{22,322}{35})^2]} = 0.7860$

D'après le BAEL 91/modifié 99 : pour diminuer B on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

$$B_{r \min} \geq \frac{N_u^*}{\alpha * [\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s}]}$$

$B_{r \min} \geq \frac{2015.2152}{0.7860 * [\frac{25000}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15}]} \Rightarrow B_{r \min} = 0.1380 \text{ m}^2$

Or: $B_r = (0,40 - 0.02) * (0,45 - 0.02) = 0.1634 \text{ m}^2 > 0.1380 \text{ m}^2.$

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14 : Résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau P2

Niveau	Nu*	Section	Condition Br > Br _{min}		Observation
			Br (m ²)	Br _{min} (m ²)	
N0	216.2757	35x30	0.0924	0,0147	Vérifier
N1	593.3692	35x30	0.0924	0,0405	Vérifier
N2	797.7461	35x30	0.0924	0,0545	Vérifier
N3	1002.1415	35x40	0.1254	0,0672	Vérifier
N4	1202.5793	35x40	0.1254	0,0806	Vérifier
N5	1399.0597	35x40	0.1254	0,0938	Vérifier
N6	1596.1266	40x45	0.1634	0,1057	Vérifier
N7	1793.1935	40x45	0.1634	0,1187	Vérifier
N8	2015.2152	40x45	0.1634	0.1380	Vérifier

➤ **Condition de RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b,h)} \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ \text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié.} \end{array} \right.$$

II.8 Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Hauteur du plancher :** ht=20cm soit un plancher de (16+4) cm
- **Section des poutres principales :** (30x40) cm²
- **Section des poutres secondaires :** (30x35) cm²
- **Section des poteaux :**
 - 1^{er}, 2^{eme} entre sol et RDC poteaux (40,45) cm².
 - 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage poteaux (35,40) cm².
 - 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage poteaux (30,35) cm².
- **Epaisseur des voiles :** $\begin{cases} e = 20\text{cm pour le 1er entre sol} \\ e = 15\text{cm pour les reste des niveaux} \end{cases}$
- **Epaisseur des dalle pleine :** e =15cm
- **Escalier :**
 - Volées e=15 cm
 - Palier e=15cm
 - Marche (17x30)

Chapitre

3

*Etude des éléments
secondaire*

Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL91 modifié 99.

III.1. Etude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure au niveau du dernier étage, c'est un élément secondaire assimilé à une console, soumis à un effort normal (G) dû à son poids propre, et à un effort horizontal ($Q = 1KN$) dû à la main courante engendrant un moment de revêtement (K) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

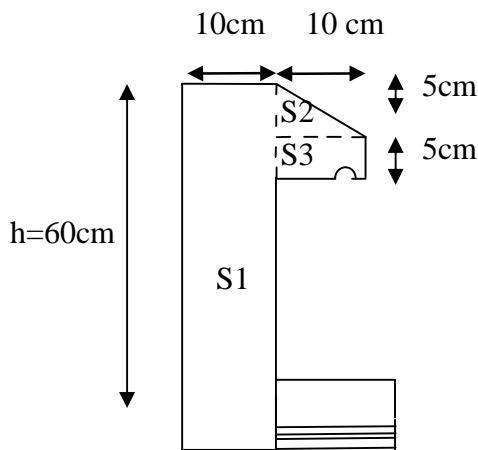


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

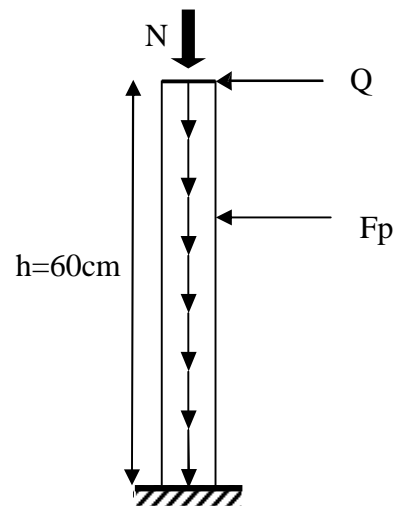
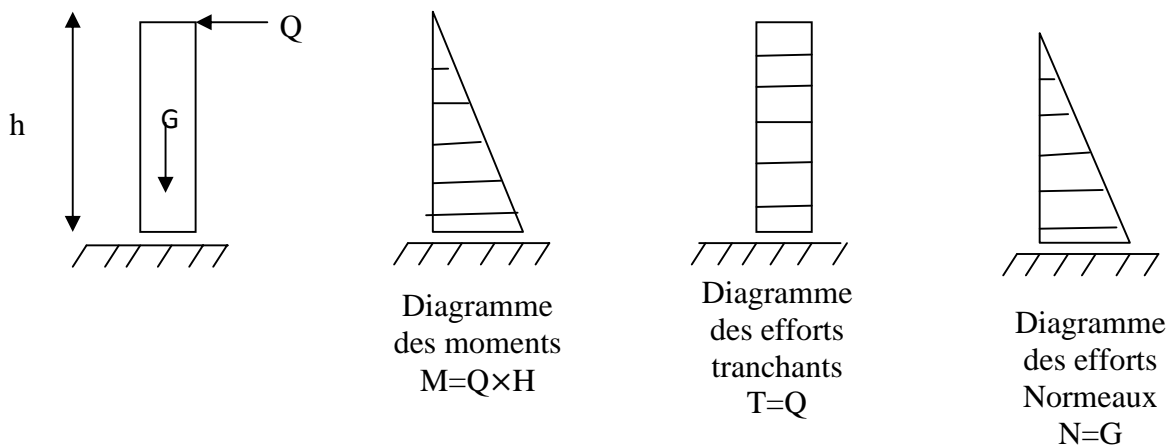


Figure III.1.2: schéma statique de l'acrotère



$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = [(0.6 * 0.10) + (0.10 * 0.05/2) + (0.10 * 0.05)]$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

III.1.1. Hypothèse de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.1.2. Evaluation des charges

- Poids propre : $G_1=25 \times S \times 1m = 1.6875 \text{ KN}$
 - Poids d’enduit extérieur (ciment : $e = 1.5\text{cm}$) : $G_2= 18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$
 - Poids d’enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_3=18 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.2160 \text{ KN}$
- $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 1.6875 + 0.162 + 0.2160 = 2.0655 \text{ KN.}$
 $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA 99/Version 2003 (Art 6.2.3)**

A: Coefficient d’accélération de zone (groupe d’usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l’acrotère.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.0655 = 1.3219 \text{ KN}$

III.1.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$X_g = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(600 \cdot 5) + (50 \cdot 15) + (25 \cdot 10/3)}{(600 + 50 + 25)} = 5.6790 \text{ cm}$

$Y_g = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(600 \cdot 30) + (50 \cdot 52.5) + (25 \cdot 58)}{(600 + 50 + 25)} = 32.7037 \text{ cm}$

L’acrotère est soumis à :

- Un effort normal du a son poids propre $N_g = 2.06 \text{ KN}$
- Un effort normal du a la surcharge $N_q = 0$
- Un effort du a l’action sismique $N_{fp} = 0$

Les moments engendres par ces efforts sont :

$M_g = 0$

$M_q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$M_{fp} = 1.84 \times 0.327 = 0.4323 \text{ KN.m}$

Tableau III.1.1 : Combinaison d’action.

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	5,1255	4.288	3.065
M (KN.m)	1.0323	0.9	0.6

III.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : G + Q + E

$N_u=4.387 \text{ KN}$

$M_u=1.0323 \text{ KN.m}$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.0323}{4.387} = 0.2353 \text{ m} \\ \frac{h}{2} = 0.1 \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{2}$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

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

Avec :

$M_G=0 \Rightarrow \alpha = 0.$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2 * h = 1.2\text{m}.$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$e_2 = 0.576\text{cm}.$

$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.261\text{m}$

III.1.5. Ferrailage de la section :

❖ **Armatures principales :**

$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} , h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d' = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}.$

$f_{c28} = 25\text{Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; F_e = 400\text{Mpa} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$N_u = 4.768 \text{ KN}$

$M_u = N_u * e = 4.768 * 0.261 = 1.145 \text{ KN.m}$

Selon le **BAEL 91:**

$M_{ua} = M_u + N_u * (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{ua} = 1.145 + 4.387 * (0.12 - \frac{0.15}{2}) \Rightarrow M_{ua} = 1.342 \text{ KN.m}$

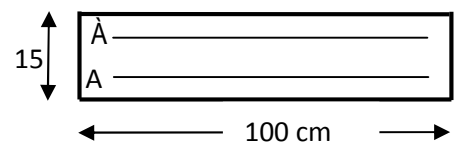


Figure III.1.3. Section à ferrailier

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.342 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 14.2} = 0.00656$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} = 0.00656 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \lambda_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right]$$

$$\alpha = 0.0082.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0082)$$

$$z = \mathbf{0.1196m}.$$

$$\text{en flexion simple: } A_1 = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} \Rightarrow A_1 = \frac{1.342 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} = 3.224 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_1 = \mathbf{0.43224 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow 0.4223 \times 10^{-4} - \frac{4.387 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A = \mathbf{0.1964 \text{ cm}^2}$$

III.1.6. Vérification :

➤ À l'ELU :

- Condition de non fragilité:

Calcul de A_{min} :

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

$$A_{min} = \mathbf{1.4490 \text{ cm}^2}.$$

$A_{min} > A_{calculé} \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{min} = \mathbf{1.4490 \text{ cm}^2}$.

On choisit 4HA8/ml = 2.01 cm² avec st = 20 cm

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{st} = 20 \text{ cm}$$

- Vérification des espacements :

Les armatures principales : $St \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ vérifiée.

Les armatures de répartition : $St \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 1.3219 + 1 = 2.3219 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2.3219 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.0193 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \cdot f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{es} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

tel que $\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{es} = \frac{2.3219 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.12 \cdot 0.0754} \Rightarrow \tau_{es} = 0.2853 \text{ Mpa}$$

$$0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

Tel que Ψ_s est le coefficient de scellement

$$\tau_{es} < 2.83 \Rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

➤ **A l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m}, N_{ser} = 3.056 \text{ KN}, M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y}{\mu_t} \text{ qui doit être inférieure à } \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec $y = y_c + c$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot N_{ser} \cdot (d - y)}{\mu_t} \text{ qui doit être inférieur à } \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration nuisible } \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(0.5 f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})) \right] = 201,63 \text{ MPa} . ; \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ pour}$$

les HA.

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante : [1]

Position de l'axe neutre : C

$$N : \text{Effort de compression} \Rightarrow |C| = e_G - \frac{h}{2} \quad e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3.065} = 0.1958 \text{ m}$$

$$|C| = 0.1958 - \frac{0.15}{2} = 0.1208 \text{ m} \Rightarrow c < 0 \Rightarrow c = -0.1208 \text{ m}$$

Calcul de y_c :

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

calcul de p et q :

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

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

$$\dot{A}=0 \Rightarrow \begin{cases} P = -0.04133 \text{ m}^2 \\ q = 2.9353 * 10^{-4} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\text{donc : (1)} \Rightarrow y_c^3 - 0.0154 y_c + 2.88 * 10^{-4} = 0$$

$$4p^3 + 27q^2 = -1.2367 * 10^{-5} < 0$$

⇒ Il existe 3 racines réelles pour l'équation (1) il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

$$\begin{cases} a = 2 * \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.2347 \\ \cos \Phi = \frac{3q}{2p} \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \Phi = 90.608 \Rightarrow \end{cases} \begin{cases} y_{c1} = a * \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.2028 \\ y_{c2} = a * \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.2037 \\ y_{c3} = a * \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = 83018 * 10^{-6} \end{cases}$$

Donc $y_c = 0.2028 \text{ m}$

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

$$\mu_t = \frac{1 * 0.2028^2}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4} * (0.12 - 0.2028) = 0.0208 \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.068 * 10^{-3}}{0.0208} * 0.2028 = 0.0296 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \\ \sigma_{st} = \frac{3.068 * 10^{-3}}{0.0208} (0.12 - 0.2028) = -0.0122 \text{ MPa} \leq 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

III.1.7 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère :

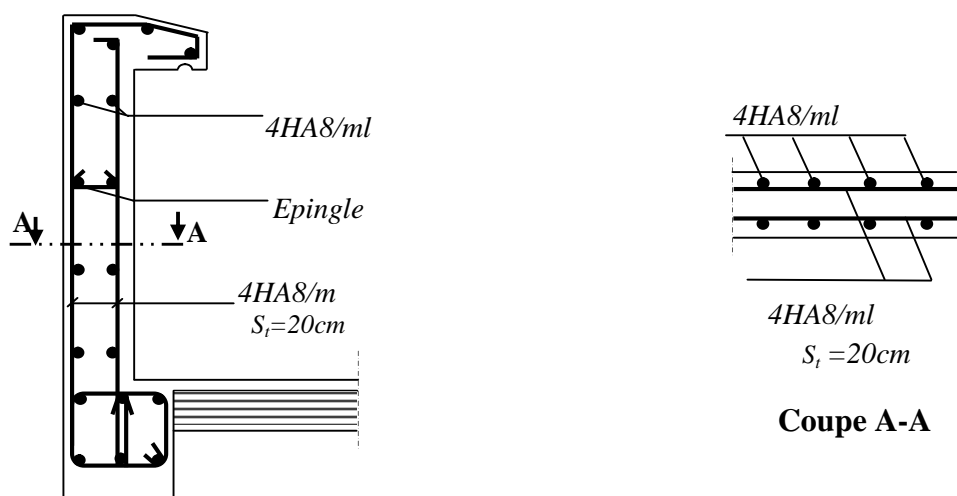


Figure III.1.4 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère

III .2. Etude des planchers

III .2.1 plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III .2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1) Méthode de calcul des sollicitations

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

1. a.1) domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moments d'inertie des sections transversals sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- fissuration non préjudiciables.

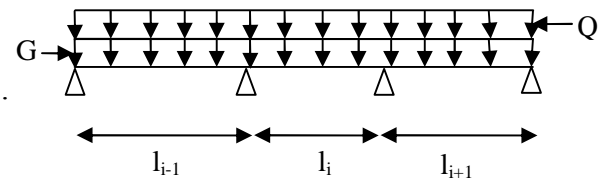


Figure III.1.Schéma d'une Poutre

1. a.2) Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.III.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

a) Evaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit a droite (M_d) ou a gauche (M_g) doivent satisfaire :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec M_g et M_d : valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment max en travées

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement

le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec $n = \text{nombre de travées d'une poutre}$.

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

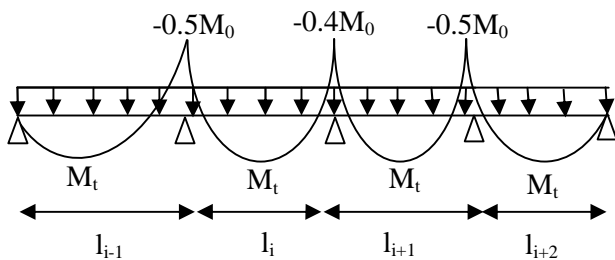


Fig III.2.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées

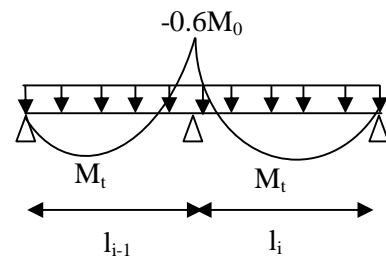


Fig III.2.3. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} (\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$

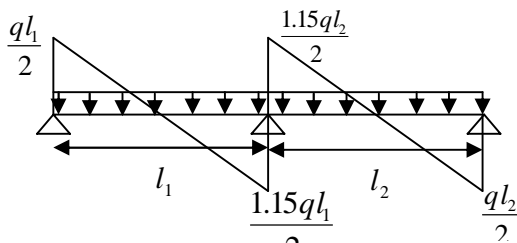


Fig. III.2.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

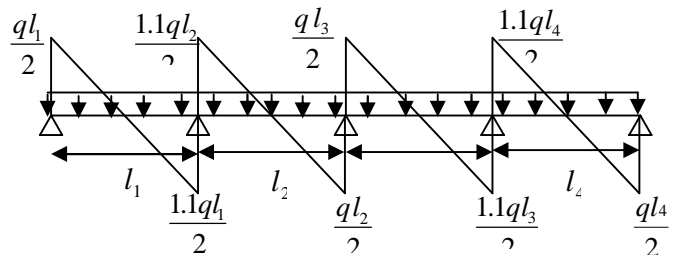


Fig. III.2.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

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

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

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

1. b.1) Exposée de la méthode

a) Evaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (M_i)

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

a.2) Moment en travée (M_t) :

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{qX}{2} \times (l - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q.l}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

b) Effort tranchant

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Avec $V_0 = q \times l / 2$

Avec : M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

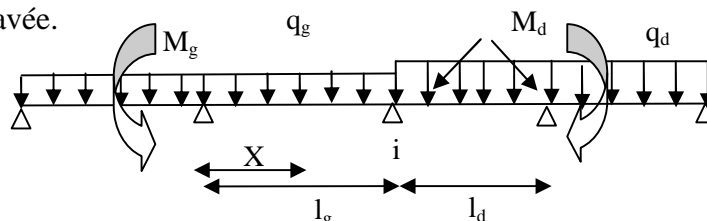


Figure III.2.6 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

2) Les différents types de poutrelles

Tableau III.2.1. Différent types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

III.2.2. Dimensions de la poutrelle

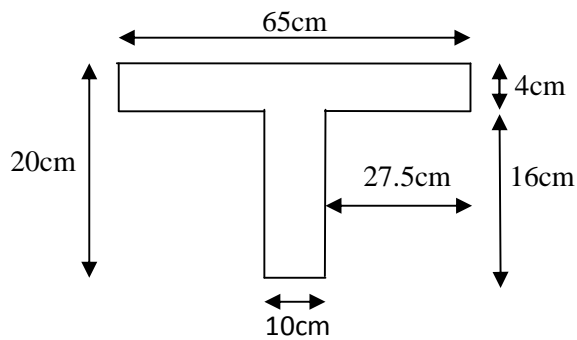


Figure III.2.7 Schéma d'une poutrelle.

3) calcul des charges revenant aux poutrelles

Tableau III.2.2 : Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	$q_u = (1.35G + 1.5Q) * b$ (KN/m)	$q_s = (G + Q) * b$ (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.09	1	0.65	6.3618	4.6085
Etage courant+ RDC	5.20	1.5	0.65	6.025	4.355
Plancher à usage bureau	5.20	2.5	0.65	7.005	5.005

Avec

b : largeur de la table des poutrelles

4) Exemple illustratif

⇒ **Méthode forfaitaire**

On prend le type 2 comme exemple pour illustrer la méthode.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) Fissuration peu préjudiciable.....vérifié
- 2) Poutres à inertie transversale constante vérifié
- 3) Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher étage inaccessible $\left\{ \begin{array}{l} Q=1 \text{ KN/m}^2 ; G=6.09 \text{ KN/m} \\ (1 < 5 \text{ KN/m}^2) \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$
- Plancher étage courant +RDC $\left\{ \begin{array}{l} Q=1.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.2 \text{ KN/m} \\ 1.5 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$
 +2^{em} sous sol
- Plancher étage de service $\left\{ \begin{array}{l} Q=2.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.2 \text{ KN/m}^2 \\ (2.5 < 5 \text{ KN/m}^2) \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$
 (1^{er} sous sol)

4) Les portées successives des travées $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \Rightarrow \frac{4.30}{4.45} = 0.966 \Rightarrow \text{vérifié}$

Toutes les conditions sont vérifiées, on applique la (M.F) pour ce type de poutrelle

4.1) Calcul de la charge sur la poutrelle :

○ **A l'ELU :**

$q_u = p_u \times l$

○ **A l'ELS :**

$q_s = p_s \times l$

l=entre axes des poutrelles=0.65m

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ p_s = G + Q \end{cases}$$

$p_u = 1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5 = 9.27 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad p_u = 9.27 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = p_u \times l \Rightarrow q_u = 9.27 \times 0.65 \Rightarrow q_u = 6.0255 \text{ KN/m}$$

$$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 5.2 + 1.5 \Rightarrow p_s = 6.72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = p_s \times 0.65 \Rightarrow q_s = 6.72 \times 0.65 \Rightarrow q_s = 4.368 \text{ KN/m}$$

4.2) Calcul des moment :

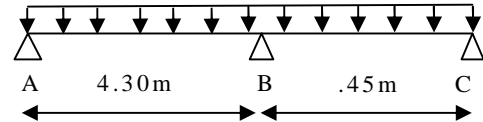
$$\text{calcul } \alpha : \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.2+1.5} = 0.2239 \quad \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 * 0,2239 = 1,0672 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,2 + 0,3 * 0,2239 = 1,2672 \end{cases}$$

4.2.1) Moment aux appuis

$M_a = M_c = 0$, mais seulement le BAEL

Exige de mettre des armatures de fissuration.

Avec $M = -0.15 \times M_0$



$M_0 = \text{mmt max dans la travée considérée isostatique} : M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Avec $M_0 = \max(M_0^1, M_0^2)$

o A L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^1 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} \\ M_0^2 = \frac{q_u \times l_2^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^1 = \frac{6.0255 \times 4.30^2}{8} = 13.9264 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{6.0255 \times 4.45^2}{8} = 14.9149 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_0 = \max(13.9264, 14.9149)$$

$$M_0 = 14.9149 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = M_c^u = -0.15 * 14.9149 = -2.2374 \text{ KN.m}$$

o A ELS:

$$\begin{cases} M_0^1 = \frac{q_s \times l_1^2}{8} \\ M_0^2 = \frac{q_s \times l_2^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^1 = \frac{4.355 \times 4.30^2}{8} = 10.0655 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{4.355 \times 4.45^2}{8} = 10.7799 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_0 = \max(10.0655, 10.7799)$$

$$M_0 = 10.7799 \text{ KN.m}$$

$$M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 10.7799 = -1.6169 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$M_b = -0.6 \times M_0$$

$$\text{ELU} : M_b = -0.6 \times 14.9149 = -8.9489 \Rightarrow M_b^u = -8.9489 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_b = -0.6 \times 10.7799 = -6.4679 \Rightarrow M_b^s = -6.4679 \text{ KN.m}$$

N.B:

Les moments aux appuis sont négatifs mais dans le calcul des moments en travée on les remplace avec leurs valeurs absolues.

4.2.2) Moments en travées :

• **Travée AB**

$$M_{AB}^t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) \times M_{01} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} \dots\dots\dots(2)$$

Entre le (1) et (2), on prend le max défavorable

A.N

A L'ELU :

$$(1) \Rightarrow M_{tAB} = 0.6922 \times 13.9264 = 9.6398 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{tAB} = 0.6336 \times 13.9264 = 8.8238 \text{KN.m}$$

Soit $M_{tAB} = 9.6398 \text{KN.m}$

A L'ELS

$$(1) \Rightarrow M_{AB}^t = 0.6922 \times 10.0655 = 6.9673 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{AB}^t = 0.6336 \times 10.0655 = 6.3775 \text{KN.m}$$

Soit $M_{AB}^t = 6.9673 \text{KN.m}$

Travée BC :

$$M_{CB}^t + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) \times M_{01} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{CB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} \dots\dots\dots(2)$$

A L'ELU :

$$(1) \Rightarrow M_{CB}^t = 0.6922 \times 14.9149 = 10.3241 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{CB}^t = 0.6336 \times 14.9149 = 9.4501 \text{KN.m}$$

Soit $M_{CB}^t = 10.3241 \text{KN.m}$

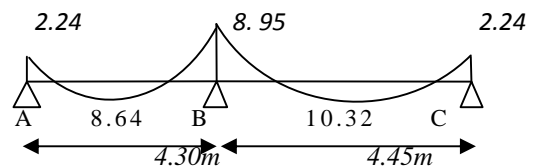


Figure III.2.8 : Diagramme des moments

A L'ELS :

$$\Rightarrow M_{CB}^t = 0.6922 \times 10.7799 = 7.4618 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{CB}^t = 0.6336 \times 10.7799 = 6.8301 \text{KN.m}$$

Soit $M_{tCB} = 7.4918 \text{KN.m}$

Evaluation des efforts tranchants :

Travée (AB) :

$$V_a = \frac{q_u \cdot l_1}{2} = \frac{6.0255 \cdot 4.30}{2} = 12.9548 \text{KN}$$

$$V_b = -1.15 * \frac{q_u * l_1}{2} = -1.15 * \frac{6.0255 * 4.30}{2} = -14.8905 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 * \frac{q_u * l_2}{2} = 1.15 * \frac{6.0255 * 4.45}{2} = 15.4177 \text{ KN}$$

$$V_c = -\frac{q_u * l_2}{2} = -\frac{6.0255 * 4.45}{2} = -13.4067 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 15.4177 \text{ KN}$$

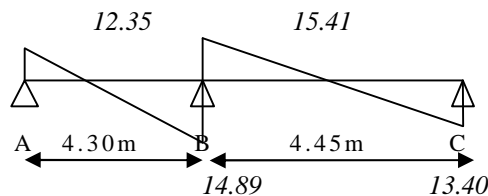
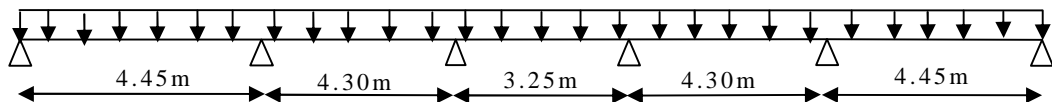


Figure III.2.9 Diagramme des efforts tranchants

⇒ **Méthode de Caquot minoré:**

On prend le type 2 comme exemple pour illustrer la méthode.



4) Les portées successives des travées $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \frac{4.30}{3.25} = 1.32 \Rightarrow n'$ est pas vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, on applique la méthode Caquot minoré c.à.d.

On minore G par un coefficient de $(\frac{2}{3})$ pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

❖ **Terrasse inaccessible :**

$$G = 5.26 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2, G' = 3.51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 * G' + 1.5 * Q) * l \Rightarrow q_u = 8.2954 * 0.65 \Rightarrow q_u = 5.392 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (G' + Q) * l \Rightarrow q_s = 5.867 * 0.65 \Rightarrow q_s = 3.8135 \text{ KN/m.}$$

Moments aux appuis:

➤ **Appuis de rive :**

$$M^a = M^d = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment : $M = -0.15 * M_0$

❖ **AL'ELU**

$$M_0^u = \max \left(M_0^1 = \frac{q_u \cdot l_1^2}{8}, M_0^2 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}, M_0^3 = \frac{q_u \cdot l_3^2}{8}, M_0^4 = \frac{q_u \cdot l_4^2}{8}, M_0^5 = M_0^2 = \frac{q_u \cdot l_5^2}{8} \right)$$

$$M_0^u = \max(13.3468, 12.462, 7.199, 12.462, 13.3468)$$

$$M_0^u = 13.3468 \text{ KN.m}$$

❖ **A L' ELS**

$$M_0^s = \max \left(M_0^1 = \frac{q_s \cdot l_1^2}{8}, M_0^2 = \frac{q_s \cdot l_2^2}{8}, M_0^3 = \frac{q_s \cdot l_3^2}{8}, M_0^4 = \frac{q_s \cdot l_4^2}{8}, M_0^5 = M_0^2 = \frac{q_s \cdot l_5^2}{8} \right)$$

$$M_0^s = \max(9.4396, 8.8139, 5.035, 8.8139, 9.4396)$$

$$M_0^s = 9.4396 \text{ KN.m}$$

A L'ELU

$$M^a = M^f = -0.15 \cdot 13.3468 = -2.0019 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M^a = M^f = -0.15 \cdot 9.4396 = -1.4159 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

❖ **Appui B**

• **ELU**

$$M_b = -\frac{4.5376 \times [4.45^3 + (0.8 \times 4.3)^3]}{8.5 \times (4.45 + 0.8 \times 4.3)} = -8.7165 \text{ KN}$$

• **ELS**

$$M_b = -\frac{3.9289 \times [4.45^3 + (0.8 \times 4.3)^3]}{8.5 \times (4.45 + 0.8 \times 4.3)} = -6.318 \text{ KN}$$

❖ **Appui C**

• **ELU**

$$M_c = -\frac{4.5376 \times [(0.8 \times 4.3)^3 + (0.8 \times 3.25)^3]}{8.5 \times (0.8 \times 4.3 + 0.8 \times 3.25)} = -5.1513 \text{ KN}$$

• **ELS**

$$M_c = -\frac{3.9289 \times [(0.8 \times 4.3)^3 + (0.8 \times 3.25)^3]}{8.5 \times (4.3 + 0.8 \times 3.25)} = -3.7338 \text{ KN}$$

❖ **Appui D**

• **ELU**

$$M_d = M_c = -5.1513 \text{ KN}$$

• **ELS**

$$M_d = M_c = -3.7338 \text{ KN}$$

❖ **Appui E**

• **ELU**

$$M^e = M^b = -8.7165 \text{ KN.m}$$

• **ELS**

$$M^e = M^b = -6.318 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{qX}{2} \times (l - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• **ELU :**

Travée AB : X=2.5732 m ⇒ M_t=16.7078 KN.m

Travée BC : X= 1.9673m ⇒ M_t= 17.4972 KN.m

Travée CD : X= 1.6250m ⇒ M_t=11.1423 KN.m

Travée DE: X=2.3327 m ⇒ M_t=17.4972 KN.m

Travée EF : X=1.8768 m ⇒ M_t=16.7078 KN.m

• **ELS :**

Travée AB : X= 2.5732 m ⇒ M_t= 12.1103 KN.m

Travée BC : X=1.9673m ⇒ M_t= 12.6825KN.m

Travée CD : X=1.6250 m ⇒ M_t= 8.0763KN.m

Travée BC : X=2.3327m ⇒ M_t= 12.6825KN.m

Travée AB : X= 1.9673 m ⇒ M_t= 12.1103 KN.m

➤ **Efforts tranchants :**

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Travée AB : Va=11.6763KN

Vb=-9.5256KN

Travée BC : Vb=9.9023 KN

Vc= -10.5849 KN

Travée CD : Vc= 7.3736 KN

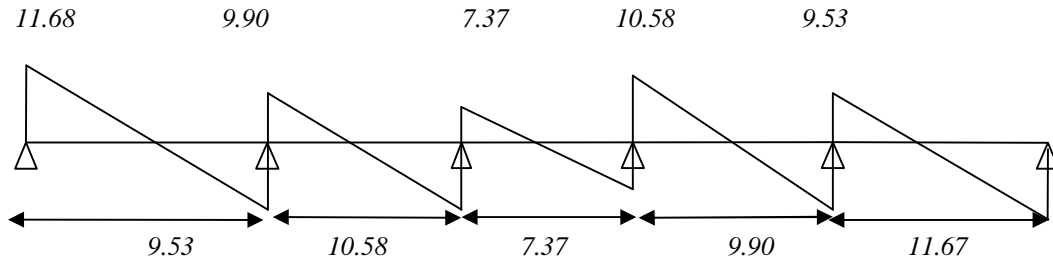
Travée DE : Vd= 10.5849 KN

$V_d = -7.3736 \text{ KN}$

$V_e = -9.9023 \text{ KN}$

Travée EF : $V_e = 9.5256 \text{ KN}$

$V_f = -11.6763 \text{ KN}$



Diagrammes des efforts tranchants

III.2.3. Résultats des sollicitations de tous les types de poutrelles dans tous les planchers:

Type 1 :

Tableau III.2.3 : Sollicitations dans le premier type de poutrelles à L'ELU

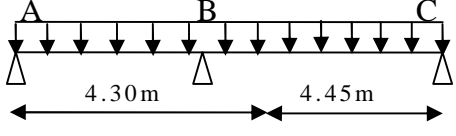
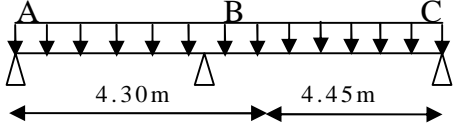
Méthode forfaitaire									
Plancher étage courant +RDC	AB	4.30	6.0255	13.9264	-2.2374	-8.9489	96398	12.95	-14.89
	BC	4.45	6.0255	14.9149	-8.9489	-2.2374	10.3241	15.42	-13.41
Etage de service	AB	4.30	7.005	16.1787	-2.5991	-10.3963	11.6875	15.05	-17.31
	BC	4.45	17.005	17.3272	-10.3963	-2.5991	12.5172	17.97	-15.57

Tableau III.2.4 : Sollicitations dans le premier type de poutrelles à L'ELS

Méthode forfaitaire									
Plancher étage courant +RDC	AB	4.30	4.355	10.0655	-1.6169	-6.4679	6.9673	/	/
	BC	4.45	4.355	10.7799	-6.4679	-1.6169	7.4618	/	/
Etage de service	AB	4.30	4.5005	11.5678	-1.8583	-7.4303	8.3566	/	/
	BC	4.45	4.5005	12.3889	-7.4303	-1.858	8.9497	/	/

➤ **Type 2**

Tableau III.2.5 : Sollicitations dans le 2^{ème} type de poutrelles à L'ELU

MF									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	Travées	L(m)	q'u(KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	4.45	4.5376	11.2319	-1.6848	-87165	16.708	11.68	-9.53
	BC	4.30	4.5376	10.4875	-8.7165	-5.1513	17.497	9.90	-10.59
	CD	3.25	4.5376	5.991	-5.1513	-5.1513	11.142	7.37	-7.37
	DE	4.30	4.5376	10.4875	-5.1513	-8.7165	17.497	10.59	-9.90
	EF	4.45	4.5376	11.231	-8.7165	-1.6848	16.708	9.53	-11.68
Plancher étage courant	AB	4.45	4.5048	11.1508	-1.6725	-8.6535	16.587	11.59	-9.46
	BC	4.30	4.5048	10.2862	-8.6535	-5.1141	17.371	9.83	-10.51
	CD	3.25	4.5048	5.9477	-5.1141	-5.1141	11.062	7.32	-7.32
	DE	4.30	4.5048	10.2862	-5.1141	-8.6535	17.372	10.51	-9.83
	EF	4.45	4.5048	11.1508	-8.6535	-1.6726	16.587	9.46	-11.59
RDC + Etage de service	AB	4.45	5.4798	13.5642	-2.0346	-10.526	20.177	12.19	-11.50
	BC	4.30	5.4798	12.6652	-10.526	-6.221	21.130	11.96	-12.78
	CD	3.25	5.4798	7.235	-6.221	-6.221	13.456	8.91	-8.91
	DE	4.30	5.4798	12.6652	-6.221	-10.526	21.130	12.78	-11.96
	EF	4.45	5.4798	13.5642	-10.526	-2.0346	20.177	11.50	-12.19

Tableau III.2.6 : Sollicitations dans le 2^{ème} type de poutrelles à L'ELS

MF									
Autre									
Plancher Terrasse Inaccessible	Travées	L(m)	q's(KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	4.45	3.289	8.1413	-1.2212	-6.318	12.110	/	/
	BC	4.30	3.289	7.6017	-6.318	-3.734	12.682	/	/
	CD	3.25	3.289	4.3425	-3.734	-3.734	8.076	/	/

	DE	4.30	3.289	7.6017	-3.734	-6.318	12.682	/	/
	EF	4.45	3.289	8.1413	-6.318	-1.2212	12.110	/	/
Plancher étage courant	AB	4.45	3.2285	7.9915	-1.199	-6.202	16.587	/	/
	BC	4.30	3.2285	7.4619	-6.202	-3.665	17.371	/	/
	CD	3.25	3.2285	4.2626	-3.665	-3.665	11.062	/	/
	DE	4.30	3.2285	7.4619	-3.665	-6.202	17.371	/	/
	EF	4.45	3.2285	7.9915	-6.202	-1.199	16.587	/	/
RDC + Etage de service	AB	4.45	3.8785	9.6005	-1.4401	-5.096	12.919	/	/
	BC	4.30	3.8785	8.9642	-5.096	-4.403	13.679	/	/
	CD	3.25	3.8785	5.1208	-4.403	-4.403	9.8209	/	/
	DE	4.30	3.8785	8.9642	-4.403	-5.096	13.679	/	/
	EF	4.45	3.8785	9.6005	-5.096	-1.440	12.919	/	/

- Sollicitation maximales

Tableau III.2.7 : Sollicitations maximales dans les poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher Terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 9.74 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.846 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.46 \text{ KN.m}$ $V_u = 12.8 \text{ KN}$	$M_t^{\max} = 7.724 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -4.264 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.066 \text{ KN.m}$
Plancher Etages courant	$M_t^{\max} = 9.30 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.58 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.39 \text{ KN.m}$ $V_u = 12.23 \text{ KN}$	$M_t^{\max} = 6.7283 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -4.037 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.0092 \text{ KN.m}$
Plancher RDC+ service	$M_t^{\max} = 10.80 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -6.48 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.62 \text{ KN.m}$ $V_u = 14.19 \text{ KN}$	$M_t^{\max} = 7.7236 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.4426 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.15 \text{ KN.m}$

III.2.4 Ferrailages des poutrelles

- On présente un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles du 1^{er} et de 2^{em} type. on prend les sollicitations max pour ce calcul.
- **Calcul à l'ELU**

Le calcul se fera pour une section en T.

a) En travée

$$M_t^{max} = 10.320 \text{ KN.m} ; M_{int}^a = -8.95 \text{ KN.m} \quad M_{rive}^a = -2.24 \text{ KN.m} \quad V_u = 15.42 \text{ KN}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0345 \quad \rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0315$$

et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\epsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0345}}{0.8} = 0.0439$$

$$A_{cal} \geq \frac{M_{max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{M_{max}^t}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0439) \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{cal} = 1.6706 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{min} \leq A_{cal} = 1,6707 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_{cal} = 1,6706 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2HA10 + 1HA8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h (0.1×0.20) m^2 .

$$M_{\max}^a = -8.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.1945$$

$$\mu_{bu} = 0.1945 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

c) Ferrailage de l'appui intermédiaire

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1945}}{0.8} = 0.2729$$

$$\Rightarrow A_{cal} = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.2729) \times 348} = 1.6039 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 1.6039 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA8 + 1HA12 = 1.63 cm^2 (1 filante + 1 chapeau)

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -2.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.24 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0487 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0487 < 0.392 \Rightarrow \alpha = 0.0624$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{2.24 \times 10^{-3}}{0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0624) \times 348} = 0.3667 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA8 = 0.5 cm^2 (chapeau)

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a L'ELU**

• **Cisaillement**

$$V_u = 15.42KN.$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{15.42 \times 10^{-3}}{0.18 \times 0.1} = 0.8567 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8567 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 .$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{c28})} = 80.45cm \end{array} \right.$$

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

On adopte : St = 15 cm.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}.$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{15.42 \cdot 0.275 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot 0.04} = 1.0068 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5 Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Au niveau de l'appui de rive : $M_0 = 0 \text{ KN.m}$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 15.42 \times 10^{-3} = 0.4433 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.4433 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 2HA10+1HA8= 2.07\text{cm}^2 > 0.4433\text{cm}^2 \dots\dots\text{vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_1 \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_1 \geq \frac{1.15}{400} \times [15.42 - \frac{8.95}{0.9 \times 0.18}] \times 10 = -1.145\text{cm}^2 \Rightarrow A_1 \geq -1.145 \text{ cm}^2 \text{ Pas de vérification à faire.}$$

- **Vérification des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} = 0.0067 \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} = 0.00118 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle dans le béton**

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} ; a=0.9d=0.162\text{m} ; V_u \leq 10.813 \text{ KN} \dots\dots\text{Vérifiée.}$$

III.2.6 ::les sections d’aciers retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages

Tableau III.2.8 : Ferrillages retenues des poutrelles types (1)

Plancher (balcon)		Etage courant+ RDC	Etage servisse
Travée	M_t^{max}	$M_t^{max}=10.32\text{KN.m}$	$M_t^{max}=20.18\text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.0345	0.0408
	α	0.0349	0.521
	Z (m)	0.177	0.176
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1.6706	1.9903
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	1.4128	1.4128
	$A_l(\text{Cm}^2)$	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø8=1.01cm ²	2Ø8=1.01cm ²
S_t (Cm)	15	15	
Appui intermédiaire	M_{int}^a	$M_{int}^a = -8.95\text{KN.m}$	$M_{int}^a = -10.53\text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.1945	0.2289
	α	0.2729	0.3296
	Z (m)	0.1603	0.1563
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1.6039	1.9059
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217

	$A_l(\text{Cm}^2)$	1HA12+1HA8=1.63	1HA10+1HA12=1.63
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø8=1.01	2Ø8=1.01
	$S_t(\text{Cm})$	15	15
Appui de rive	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -2.24 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -2.032 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.0487	0.0442
	α	0.0624	0.0565
	Z (m)	0.1755	0.1759
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	0.3667	0.4173
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217
	$A_l(\text{Cm}^2)$	1HA8=0.5	1HA8=0.5
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø8=1.01	2Ø8=1.01
	$S_t(\text{Cm})$	15	15

Tableau III.2.9 : Ferrillages retenues des poutrelles (type2)

Plancher		Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
Travée (Type 3)	M_t^{max}	$M_t^{max} = 16.708 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 16.59 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 10.80 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.0559	0.0555	0.0361
	α	0.0719	0.0714	0.0460
	Z (m)	0.175	0.175	0.1767
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	2.7435	1.7236	1.7564
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	1.4128	1.4128	1.4128
	$A_l(\text{Cm}^2)$	2HA8+1HA10=1.79	2HA8+1HA10=1.79	1HA8+2HA10=2.07
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø8=1.01cm ²	2Ø8=1.01cm ²	2Ø8=1.01cm ²
	$S_t(\text{Cm})$	15	15	15
Appui intermédiaire (Type 3)	M_{int}^a	$M_{int}^a = -8.72 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -8.65 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -6.48 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.1895	0.188	0.0217
	α	0.985	0.2526	0.0274
	Z (m)	0.1091	0.1611	0.1780
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	2.2967	1.5429	1.0459
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217

	$A_l(\text{Cm}^2)$	2HA8=1.01	2HA8=1.01	1HA10+1HA8=1.29
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø8=1.01	2Ø8=1.01	2Ø8=1.01
	$S_t(\text{Cm})$	15	15	15
Appui de rive (Type 3)	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -1.68 \text{KN.m}$	$M_{int}^a = -1.67 \text{KN.m}$	$M_{int}^a = -1.62 \text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.0365	0.0363	0.0054
	α	0.6005	0.0462	0.0068
	Z (m)	0.1368	0.1368	0.1795
	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	0.3529	0.3529	0.2593
	$A_{min}(\text{cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_l(\text{cm}^2)$	1HA8=0.50	1HA8=0.50	1HA8=0.50
	$A_t(\text{cm}^2)$	2Ø8=1.01	2Ø8=1.01	2Ø6=0.57
	$S_t(\text{cm})$	15	15	15

III.2.6. Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

➤ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• étage courant :

a)- En travée :

$$M_t^{max} = 10.32 \text{ KN.m} \quad A = 2.07 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.70 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = 5.1994 * 10^{-5} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section rectangulaire $b \times h$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$0.325*y^2 + 2.07*10^{-4} y - 5.589*10^{-4} = 0$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 0.0370 \text{ m}$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{65}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 7.4469*10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 10.056 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -8.95 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) \\ H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.63 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 5.1997 \times 10^{-4} \text{ m} \end{cases}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression. \Rightarrow Section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Calcul de y et I :

$$0.05*y^2 + 1.63*10^{-4} y - 4.401*10^{-4} = 0$$

$$y = 0.0725 \text{ m}, I = 4.0958*10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = 11.47 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c)-En appuis de rive

$$M_{ser} = -2.24 \text{ Kn.m}, A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$y = 0.0450 \text{ m}, I = 1.6706*10^{-5} \text{ m}^4, \sigma_{bc} = 3.96 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ Etat limite de déformation (BAEL 91.AB6.5.2)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

III.2.7. Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ❖ $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle).

M_0 : moment isostatique.

L : portée de la poutrelle.

M_t : moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.0449 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

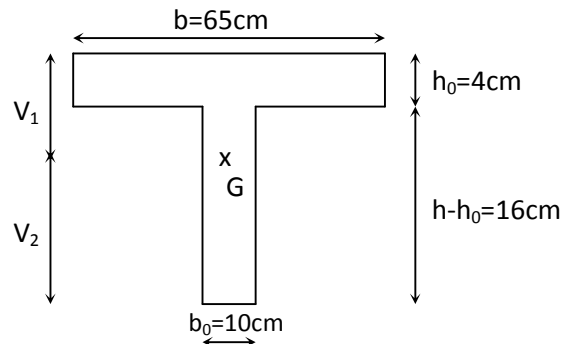
$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

a) $f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

b) $f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2.07 = 451.050 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_i \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 = 2998.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{2998.9}{451.05} = 6.65 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.65 = 13.35 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - d)^2$$

$$I_0 = \frac{10}{3} (6.65^3 + 13.35^3) + (65 - 10) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6.65 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.07 \times (13.35 - 18)^2$$

$$I_0 = 14632 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_v = 1081886 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3E_v \rightarrow E_i = 32456.6 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{i28}}{\rho(2b + 3b_0)} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{0.0115 \times (2 \times 0.65 + 3 \times 0.1)} = 3.7092$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.4837$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN / m}$$

q_{jser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle sans la charge de revêtement

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN / m}$$

q_{gser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 1.5) = 4.355 \text{ KN / m}$$

q_{pser} : La charge permanente et la charge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.82 \times 4.45^2}{8} = 4.505 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.38 \times 4.45^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.355 \times 4.45^2}{8} = 10.779 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{4.505 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 133.9279 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 248.8294 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{10.779 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 320.4459 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 133.9279 + 2.1} = 0.555$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 184.5816 + 2.1} = 0.6530$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 320.4459 + 2.1} = 0.7818$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 14632}{1 + 3.7072 \times 0.555} = 5264.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 14632}{1 + 3.7072 \times 0.7287} = 4348.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 14632}{1 + 3.7072 \times 0.7818} = 4128.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 14632}{1 + 1.4837 \times 0.7287} = 7733.7186 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.505 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.6 \times 5264.18 \times 0.01^4} = 0.00522 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.37 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.6 \times 4348.367 \times 0.01^4} = 0.00632 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.78 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.6 \times 4158.79 \times 0.01^4} = 0.00666 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{10.78 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 10818.865 \times 7733.718 \times 0.01^4} = 0.0255 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0255 - 0.00522 + 0.00666 - 0.0062 = 0.0206 \text{ m}$$

Vérifier

III.2.8 Résumé des vérifications à l'ELS pour tous les planchers

➤ Etat limite de compression de plancher

Tableau III.2.10 : Résumé des vérifications à l'ELS des poutrelles type 1

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
courant	$\sigma_{bc} = 5.1275 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 11.47 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$
service	$\sigma_{bc} = 10.026 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 13.639 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$

Tableau III.2.11 : Résumé des vérifications à l'ELS des poutrelles type 2

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Terrasse inaccessible	$\sigma_{bc} = 7.6365 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 10.597 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$
courant	$\sigma_{bc} = 9.6515 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 11.5347 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$
service	$\sigma_{bc} = 10.659 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 13.4703 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa}$

III.2.9 Evaluation de la flèche

⇒ Les poutrelles type (1)

Tableau III.2.12 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles de l'étage de service

$M_{jser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_j * 10^{-5} m^4$	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (m)
4.505	5.2642	133.9279	0.555	0.0052
$M_{gser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_g * 10^{-5} m^4$	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (m)
7.2038	4.3484	248.8294	0.7287	0.0063
$M_{pser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_p * 10^{-5} m^4$	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (m)
11.3101	4.11288	320.4459	0.7818	0.0066
$M_{gser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_{gv} * 10^{-5} m^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (m)
7.2038	7.7337	248.8294	0.7287	0.0255
$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0206 \text{ cm} < f_{adm} = 0,70 \text{ cm}$				vérifiée

Tableau III.2.13 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles des Planchers étage courant

$M_{jser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_j \times 10^{-5} m^4$	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (m)
4.505	5.2642	113.9279	0.555	0.0052
$M_{gser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_g \times 10^{-5} m^4$	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (m)
8.37	4.3484	248.8294	0.7287	0.0063
$M_{pser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_p \times 10^{-5} m^4$	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (m)
10.779	4.1288	320.4459	0.7818	0.0066
$M_{gser}(\text{KN/m}^2)$	$I f_{gv} \times 10^{-5} m^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (m)
8.37	7.7337	248.8294	0.7287	0.0255
$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0206 \text{ cm} < f_{adm} = 0,70 \text{ cm}$				vérifiée

⇒ Les poutrelles type (2)

Tableau III.2.14 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles du Plancher Terrasse

$M_{jser}(KN/m^2)$	$I_{f_j} * 10^{-5}m^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m)$
4.505	2.2467	154.6871	0.553	0.0122
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_g} * 10^{-5}m^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
8.37	1.7598	287.3987	0.7274	0.0290
$M_{pser}(KN/m^2)$	$I_{f_p} * 10^{-5}m^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
10.78	1.6505	370.1160	0.7807	0.0398
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_{gv}} * 10^{-5}m^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
8.37	3.8451	287.3987	0.7274	0.0513
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0499 \text{ cm} < f_{adm}=0,70 \text{ cm}$ vérifiée				

Tableau III.2.15 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles des Planchers étage courant

$M_{jser}(KN/m^2)$	$I_{f_j} * 10^{-5}m^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m)$
4.505	2.2467	154.6871	0.553	0.0122
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_g} * 10^{-5}m^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
8.37	1.7598	287.3987	0.7274	0.0290
$M_{pser}(KN/m^2)$	$I_{f_p} * 10^{-5}m^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
10.78	1.6505	370.1160	0.7807	0.0398
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_{gv}} * 10^{-5}m^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
8.37	3.8451	287.3987	0.7274	0.0513
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0499 \text{ cm} < f_{adm}=0,70 \text{ cm}$ vérifiée				

Tableau III.2.16 : Evaluation de la flèche dans les poutrelles du Plancher étage service

$M_{jser}(KN/m^2)$	$I_{f_j} * 10^{-5}m^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m)$
4.505	5.2648	133.9279	0.555	0.0052
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_g} * 10^{-5}m^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
8.37	4.3484	248.8294	0.7287	0.0063
$M_{pser}(KN/m^2)$	$I_{f_p} * 10^{-5}m^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
10.78	4.1288	320.4459	0.7287	0.0066
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I_{f_{gv}} * 10^{-5}m^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
8.37	8.7337	248.8294	0.7287	0.0255
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0206 \text{ cm} < f_{adm}=0,70 \text{ cm}$ vérifiée				

Tableau III.2.17 : Plans de ferrillages des poutrelles :

➤ Les poutrelles type (1) :

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant , service Et RDC		

➤ Les poutrelles type(2) :

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible		
Type	Appui intermédiaire	Appui de rive

<p>Etage courant + RDC</p>		
<p>Etage de service</p>		

III.2.9 Etude de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$vérifiée

Pour faciliter la mise en œuvre on utilise un Ts $\Phi 5$ (150x150) mm²

III.2.10 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

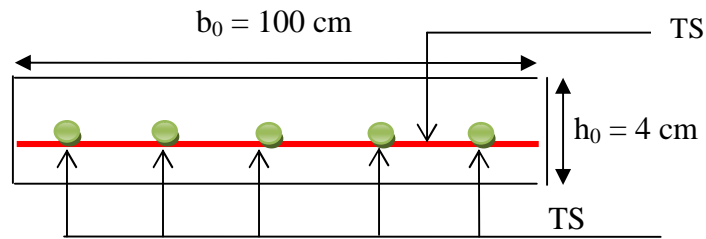


Figure III.2.10: Schéma du ferrailage de la dalle de compression

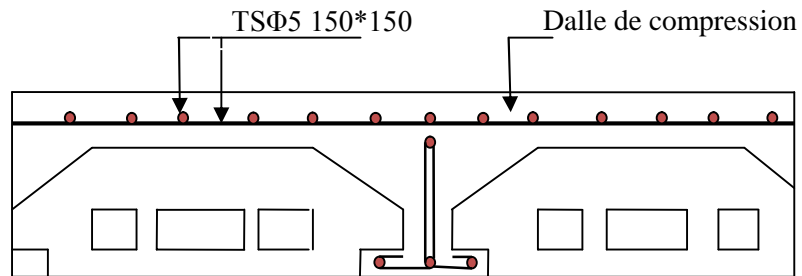
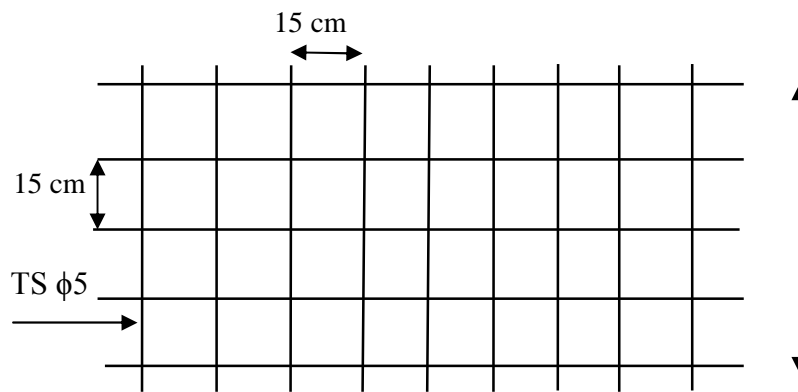


Figure III.2.11 : Schéma de ferrailage de la dalle à Corps creux



Figures III.2.12 : Vue en plans du treillis soudé

III.3 dalles pleines

III.3.1 Définition

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (cas d'un balcon).

III.3.2 Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles :

1. Dalle sur deux appuis perpendiculaires.
 2. Dalle sur trois appuis.
- Dans les calculs il faut envisager un garde du corps en briques creuses de 1m de hauteur.
 - On ferraille les différentes dalles de balcon avec le cas le plus défavorable.

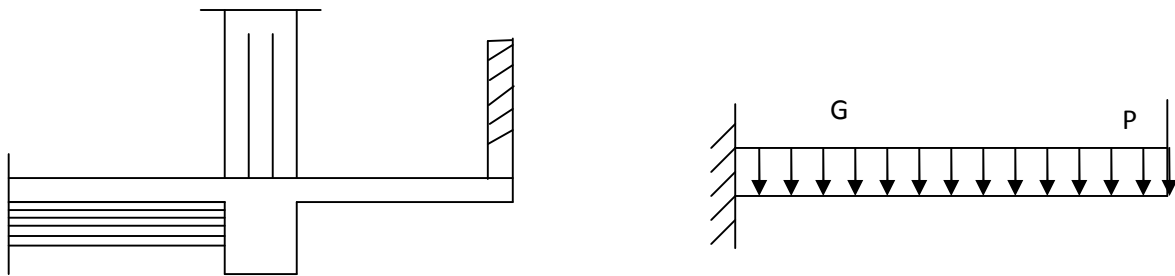


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon.

▪ **Dalle pleine sur deux appuis avec $\rho < 0,4$:**

Epaisseur : $h = e = 15\text{cm}$

Charge permanente : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Poids du garde corps : $P = 1 \text{ KN/m}$

Acier FeE400, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, F.N.

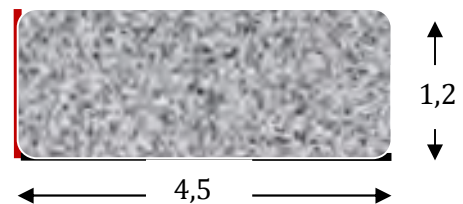


Figure.III.3.2. Dalle pleine sur deux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.4185 \text{ KN/ml.} \\ g_{u1} = 1,35 P = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN.} \\ q_s = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml} \\ g_s = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.20 \text{ m} \\ L_y = 4,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.5} = 0.26 < 0.4 \text{ La dalle travail selon un seul sens } l_x.$$

Dans ce cas on calcul un seul moment :

$$M_0(x) = -\left(\frac{q l_x^2}{8} + g l_x\right).$$

$$\text{ELU} : M_0^x = -\frac{q_u l_x^2}{2} - g l_x = -\frac{12.4185 * (1,2)^2}{2} - 1.35 * 1.2 = -10.5613 \text{ KN.m}.$$

$$\text{ELS} : M_0^x = -\frac{q_s l_x^2}{2} - g l_x = -\frac{8.81 * (1,2)^2}{2} - 1 * 1.2 = -7.5432 \text{ KN.m}.$$

$M_u^x < 0 \Rightarrow$ la partie haute est la partie tendue, donc on ferraille la partie haute de la dalle.

III.3.2.1 Ferrailage de la dalle pleine :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

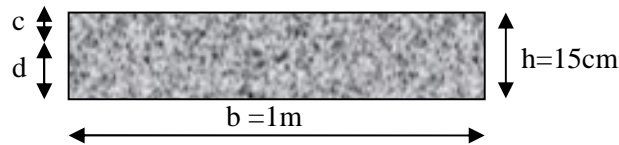


Figure.III.3.3. Section de la dalle pleine à ferrailer

❖ Armatures principales

La hauteur utile : $d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,5613 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,0516$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 * 2,1 * 10^5} = 0,001656 = 1,656 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,678$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,395$$

$$\mu_{bu} = 0,0516 < \mu_l = 0,395 \Rightarrow A' = 0.$$

$$A^x = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}\right) = 0,0066$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1196 \text{ m}$$

$$A^x = \frac{10,5613 * 10^3}{11,96 * 348} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : **4HA10 = 3,14 cm²**

❖ **Armatures de répartition**

Dans le sens secondaire L_y il faut mettre des armatures de répartition tel que : $A_r = \frac{A^x}{3}$

$$A_r = \frac{2,54}{3} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend: **4HA8 = 2,01 cm²/ml**

❖ **Espacement des barres**

La dalle est située à l'extérieur du bâtiment → La fissuration est préjudiciable → $S_t \leq \min(2e, 25\text{cm})$.

Armatures principales

$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition

$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.2.2 Vérifications➤ **Vérification à l'ELU**• **Vérification de la condition de non fragilité:**

$e = 15\text{cm} > 12\text{cm}$, $\rho < 0,4$

$$A_{min}^x = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \text{ pour } feE500 \\ 0,0008 \text{ pour } feE400 \\ 0,0012 \text{ pour } RL \end{cases}$$

$A_{min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ vérifiée.

❖ Le diamètre des barres à utiliser doit vérifier la condition suivante : $\Phi \leq \frac{e}{10} = 1,5$

$1,0 < 1,5 \rightarrow$ vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau}_u$$

$V_u = q_u \times l + g_u l = 12,4185 \times 1,2 + 1,35 \times 1,2 = 16.52 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{16,52 \times 10^3}{1000 \cdot 120} = 0.137 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{Mpa}$$

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

- **Vérification des armatures vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } A^x \geq \frac{\gamma_s \cdot V}{f_e}$$

$$\text{On a } A^x = 3,14 \text{ cm}^2, V_{\max} = 16,52 \text{ KN.}$$

$$\frac{\gamma_s \cdot V}{f_e} = \frac{1,15 \cdot 16,52 \cdot 10^3}{400} = 47 \text{ mm}^2 = 0,47 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,52 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{10.400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 35,2 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

\Rightarrow Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm.}$

Soit $L_a = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification à l'ELS:**

- **La contrainte dans le béton :**

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A - A')y - 15(Ad - A'd') = 0 \rightarrow y = 2,92 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 4713,1230 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,5432 \cdot 10^{-3}}{4713,1230 \cdot 10^{-8}} \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 4,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(0,5 fe, (110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{ij}})) \right] = 201,63 \text{ MPa.} \quad \text{(BAEL 91 Art A.4.5,33)}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15,5432 \cdot 10^{-3}}{4713,1230 \cdot 10^{-8}} (12 - 2,92) \cdot 10^{-2} = 29,94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'état limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \text{BAEL 9(Art .IV ,10)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} &= \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{10,56}{10 \times 10,56} = 0,1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} &= \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

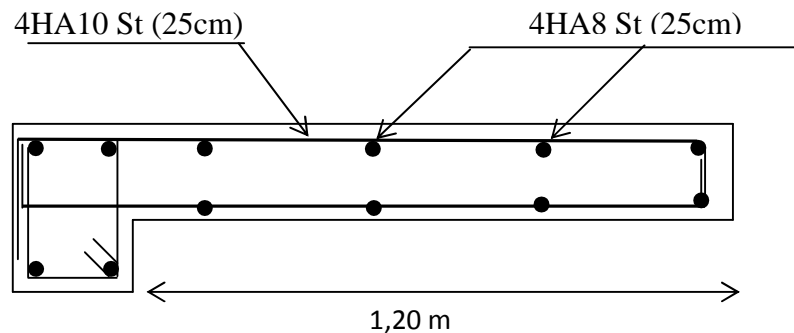


Figure III.3.4 : schéma de ferrailage du balcon

III.3.4. Etude des dalles pleines intérieures :

- Dalle pleine sur deux appuis avec $\rho > 0,4$:

Epaisseur : $h = e = 15\text{cm}$

Charge permanente : $G = 6,31 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Acier FeE400, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, F.N.

$$\left\{ \begin{aligned} q_u &= 1,35 \times 6,31 + 1,5 \times 1,5 = 10,768 \text{ KN/ml} \\ q_s &= 6,31 + 1,5 = 7,81 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

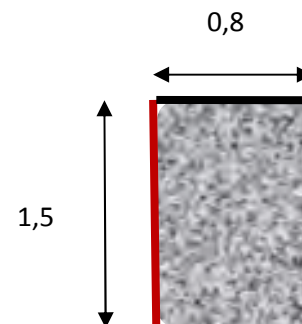


Figure III.3.5 : Dalle pleine sur deux appuis

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1,20 \text{ m} \\ L_y = 4,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,8}{1,5} = 0,53 > 0,4 \text{ La dalle travaille selon les deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,53$$

Du tableau (**annexe 2**) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS :

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0922 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0961 \\ \mu_y = 0,3949 \end{cases}$$

❖ **Calcul de Mx^0 et My^0 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0922 \times 10,768 \times 0,8^2 = 0,717 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0,2500 \times 0,717 = 0,4661 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0961 \times 7,81 \times 0,8^2 = 0,480 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0,3949 \times 0,480 = 0,2 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

❖ **Les moments corrigés**

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0,85 M_{0u}^x = 0,61 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0,85 M_{0u}^y = 0,4 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = 0,85 M_{0ser}^x = 0,41 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0,85 M_{0ser}^y = 0,17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = -0,4 M_{0u}^x = -0,24 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = -0,4 M_{0ser}^x = -0,16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.3.4.1 Ferrailage de la dalle pleine

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

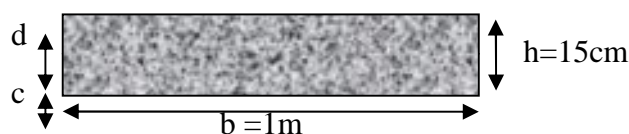


Figure III.3.6 : Section de la dalle pleine à ferrailier

Les résultats de ferrailage son résumés dans le tableau suivant :

La hauteur utile : $d=h-c= 15-2= 13$ cm

Tableau III.3.1 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	0,61	0,00254	0,003179	0,1298	0,135	1,5697	4HA8=2,01
	Selon y	0,4	0,00166	0,002076	0,1298	0,088	1,5697	4HA8=2,01
En appuis	Selon x et y	-0,24	0,001	0,001250	0,1299	0,046	1,5697	4HA8=2,01

❖ Calcul de l'espacement des armatures

// à L_x : $S_t \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \Rightarrow$ on prend $S_t=25$ cm.

// à L_y : $S_t \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \Rightarrow$ on prend $S_t=25$ cm.

III.3.4.2 Vérification

➤ Vérification à l'ELU

• La condition de non fragilité

$e = 15cm > 12cm$ et $\rho > 0,4$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} * (3 - \rho) * b * e \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \text{ pour } feE500 \\ 0,0008 \text{ pour } feE400 \\ 0,0012 \text{ pour } RL \end{cases}$$

En travée :

$$A_x^t = 2,01cm^2 / ml > 1.48cm^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$A_y^t = 2,01cm^2 / ml > 1.2cm^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

$$A_x^a = 2,01cm^2 / ml > 1.48cm^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

❖ Le diamètre des barres à utiliser doit vérifier la condition suivante : $\Phi \leq \frac{e}{10} = 1,5$

$0,8 < 1,5 \rightarrow$ vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Selon X :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_x}{3} = 2,871 \text{KN}$$

Selon y :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6,38 \text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,000049 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{6,38 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 0,54 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{8.400}{4 \times 2,835} = 282,18 \text{mm} \Rightarrow L_s = 28,2 \text{cm} = 29 \text{ cm}$$

\Rightarrow Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 29 = 11,5 \text{cm.}$

Soit $L_a = 12 \text{cm}$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

$$y = 2,514 \text{ cm.}$$

$$I = 3844,81 \text{ cm}^4.$$

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

La vérification des contraintes dans le béton est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.3.2 : Vérification des contraintes dans le béton.

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	
En travée	Sens x-x	0,41	3844,81	2,514	0,27	15	Vérifiée
	Sens y-y	0,17	3844,81	2,514	0,11	15	Vérifiée
En appui	Selon x et y	-0,16	3844,81	2,514	0,10	15	Vérifiée

La contrainte dans le béton est vérifiée.

- **La contrainte dans l'acier**

Fissuration peu nuisible → donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification à l'Etat limite de déformation**

La flèche Selon X :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{0,8} = 0,187 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,0015 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0,187 > 0,043 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

La flèche Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,0015 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.187 < 0.042 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

III.3.4.3 Schéma de ferrailage

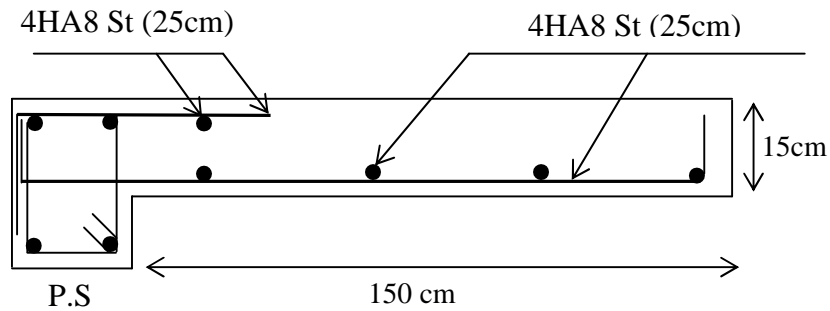


Figure III.3.7 : Schéma de ferrailage des dalles pleines internes

III.4. Etude de l'escalier

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux. Notre ouvrage comprend deux types

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.
- Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

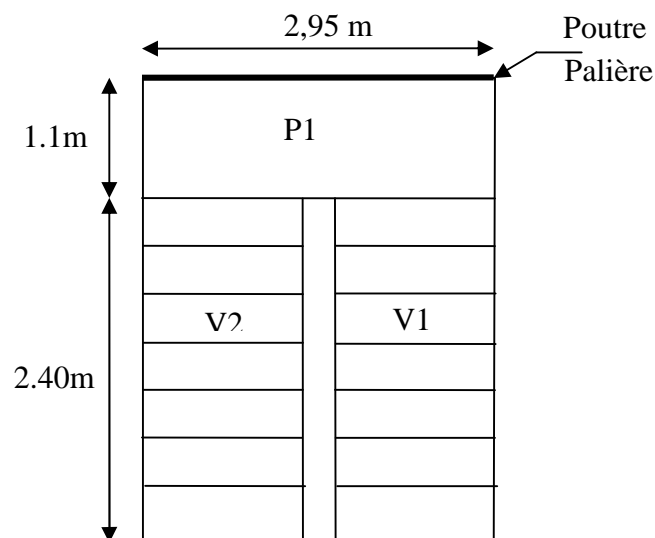


Figure III.4.1 : vue en plan du 1er type

III.4.1. Etude du 1^{er} type d'escalier (étage courant)

➤ Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.

$$G_v = 9.131 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

Tableau III.4.1.1 : Calcul des charges de l'escalier (E.C)

	q volée (KN/ml)	q palier (KN/ml)
l'ELU	16.0768	10.9185
l'ELS	11.631	7.81

A) La réaction aux appuis:

A L'ELU:

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (16,0768 \cdot 2,4) - (10,9185 \cdot 1,1) = 0$$

$$R_A + R_B = 50,60 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot 3,5 - \left(16,0768 \cdot \frac{2,4^2}{2} + 10,9185 \cdot 1,1 \cdot 2,95 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 23,35 \text{ KN}$$

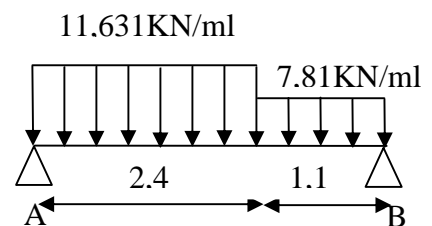
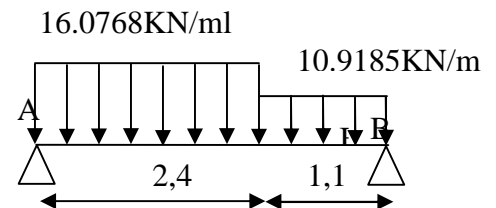
$$\Rightarrow R_A = 27,25 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$R_A + R_B = 36,50 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 19,68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 16,81 \text{ KN}$$



B) Calcul des sollicitations

Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$M(x) = 27,25x - 16,0768 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4 \text{ m}) = 19,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 25,27 - 16,0768x$$

$$\begin{cases} T(0) = 25,27 \text{ KN} \\ T(2,4) = -13,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 27,25 - 16,0768x = 0$$

$$x = 1,69 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = M(1,69) = 23,09 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 :

$$0 \leq x \leq 1,1m$$

$$M(x) = 23,35x + 10,9185 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(0m) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,1m) = 19,079 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 23,35 - 10,9185x$$

$$\begin{cases} T(0) = 23,35 \text{ KN} \\ T(1,1) = -11,34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 23,35 - 10,9185x = 0$$

$$x = 2,138m \Rightarrow M^{\max} = M(2,138) = 24,96 \text{ KN.m}$$

$$M_u^0 = M_u^{\max} = 24,96 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

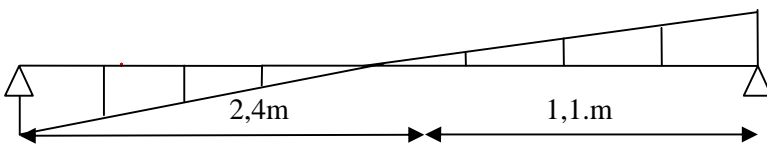
Aux appuis : $M^a = -0,5 M_0$

En travée : $M^t = 0,75 M_0$

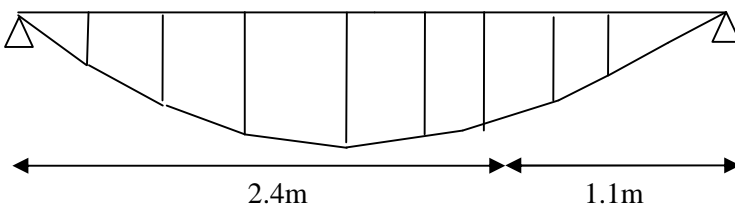
Tableau III.4.1.2 : Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

	M_u^0 [KN.m]	M^t [KN.m]	M^a [KN.m]	T [KN]
l'ELU	23,09	17,31	-11,54	25,27
l'ELS	18,09	13,56	-9,045	19,68

• **Diagramme des efforts tranchant :**



• **Diagramme des moments :**



III.4.1.1 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \cdot e) = (100 \cdot 15) \text{ cm}^2$.

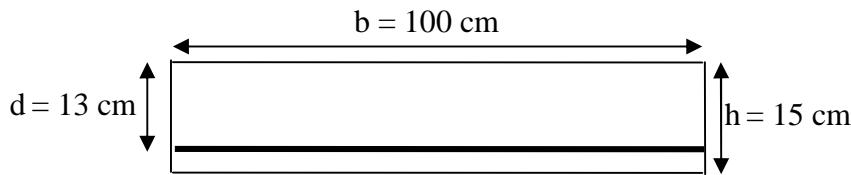


Figure III.4.2: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1.3 : Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant

Localisation	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm^2)	A'	A_{min}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)
En travée	17,31	0,05417	0,0696	0,1264	3,93	0	1,56	4HA12=4,52	25
En appui	-11,54	0,0361	0,0459	0,1276	2,60	0	1,56	4HA10=3.14	25

III.4.1.2 Vérifications à ELU et à ELS

➤ **Vérification à l'ELU**

- **vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33; 4\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{25,27 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,2\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,2\text{Mpa} < \overline{\tau}_u 3,33\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \times d \times f_{t28}/f_c = (0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1/400) \times 10000 = 1,56 \text{ cm}^2$$

En travée $A^t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifie

En appui $A^a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifie

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4$$

En travée $A_{rt} = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$

En appuis $A_{ra} = 3,14/4 = 0,79 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

$A_r^a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

– Armatures principales: $St \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$ vérifiée.

– Armatures secondaires: $St \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$ vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 4 \cdot 3.14 \cdot 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19,68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.1507} = 1,116 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

- **En travée :**

$$A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 0,035749$$

$$I = 0,75457 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.56 \cdot 10^{-3}}{0,75457 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,035749 = 6,432 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,432 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En appui :**

$$A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 0,03059$$

$$I = 0,56087 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,045 \times 10^{-3}}{0,56087 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,03059 = 4,933 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,933 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.1.4 : Vérification des contraintes dans le béton

Type		Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	13,56	0,56087	0,03059	6,432	15
	Travées	9.045	0,75457	0,035749	4,933	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

L : portée libre est égale à 350 Cm

$$-2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

Mt : moment max en travée à l'ELS et M₀ : moment isostatique.

$$-3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{Fe}$$

A : section des armatures

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,0428 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Tableau III.4.1.5 : Différentes charges

	J (charges permanentes sans revêtements)	g (charges Permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	7,572	9,132	11.631
Palier	3,75	5,31	7.81
M_{ser} (KNm)	7,3165	9,1080	13,56

$$I = 0,75457 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,1951 \text{ MPa}$$

$$Y = 0,035749 \text{ m}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,3983 \text{ MPa}$$

$$L = 3,5 \text{ m}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = A/(b d) = 0,00347$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5\rho} = 6,051$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,42$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 + d')^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{100 \times 15} \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 \right) = 8,0876 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8,0876 = 6,9124 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,0876^3 + 6,9124^3) + 15 \times 4,52 \times (6,9124 + 2)^2$$

$$I_0 = 34028,32 \text{ cm}^4$$

Calcul de f_{gi} :

la flèche due aux charges permanentes avec revêtements.

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E \times I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^g = 9,108 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^g \cdot (d-y)}{I} = 15 \frac{9,108 \times 10^{-3} \times (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 170,64 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 170,64 + 2,1} = 0,177.$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 6,051 \times 0,177} = 1,8 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{gi} = \frac{9,108 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 1,810^{-4}} = 1,93 \text{ mm.}$$

Calcul de f_{gv} :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 15 \frac{9,108 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 170,64 \text{ MPa}$$

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 170,64 \times 0,00347 + 2,1} = 0,177.$$

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_v} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 2,42 \times 0,177} = 2,62 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 E v \cdot I_{fv}} = \frac{9,108 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 10721,4 \times 2,62 \times 10^{-4}} = 3,97 \text{ mm.}$$

Calcul de f_{ji} :

la flèche due aux charges permanents sans revêtements.

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 E \times I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^j = 7,3165 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 15 \frac{7,3165 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 137,08 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 137,08 \times 0,00347 + 2,1} = 0,0818$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 6,051 \times 0,0818} = 2,50 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{ji} = \frac{7,3165 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 2,5 \times 10^{-4}} = 1,11 \text{ mm.}$$

Calcul de f_{pi} :

la flèche due aux charges permanents et d'exploitation.

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times L^2}{10 \times E \times I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^p = 13,56 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 15 \frac{11,9782 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 224,42 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 224,42 \times 0,00347 + 2,1} = 0,295$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 6,051 \times 0,295} = 1,34 \times 10^{-4}$$

$$f_{pi} = \frac{13,56 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 1,34 \times 10^{-4}} = 3,7 \text{ mm.}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 3,97 - 1,93 + 3,7 - 1,11 = 4,63 \text{ mm} < f_{adm} = 7 \text{ mm}$$

III.4.2. Etude du 2^{ème} type Escalier (1^{er} entre sol)

➤ Escalier à deux volées avec deux paliers intermédiaires.

$G_v = 9.131 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 5.31 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
 ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$
 ELS : $q_s = G + Q$

Tableau III.4.2.1 : Calcul des charges de l'escalier (E.S)

	q volée (KN/ml)	q palier (KN/ml)
l'ELU	16.0768	10.9185
l'ELS	11.631	7.81

A)- La réaction aux appuis :

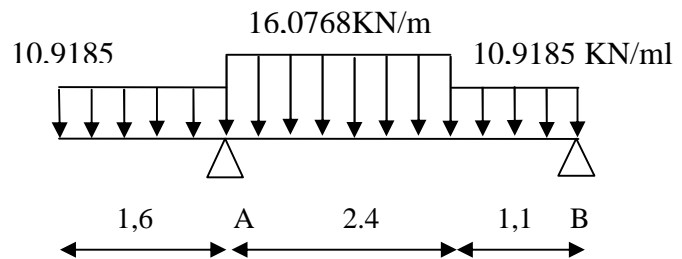
A L' ELU :

$\sum F = 0$

$\sum M/B = 0$

$R_B = 19,37 \text{ KN.}$

$R_A = 48,71 \text{ KN.}$



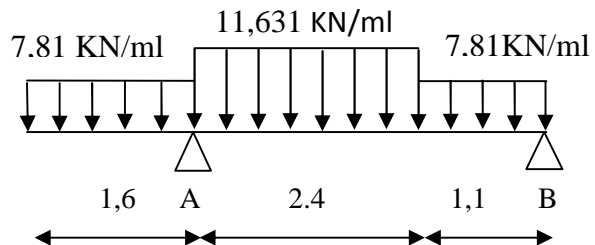
A L' ELS :

$\sum F = 0$

$\sum M/B = 0$

$R_B = 13,95 \text{ KN.}$

$R_A = 35,05 \text{ KN.}$



B)-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ Efforts tranchants

Tableau III.4.2.2 : Calcul des efforts tranchants avec la méthode RDM

Tronçon	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,6	0	0
	1,6	-17,47
0 ≤ x ≤ 1,1	0	19,37
	1,1	7,36
1,1 ≤ x ≤ 3,5	1,1	7,36
	3,5	-31,24

❖ Moments fléchissant

Tableau III.4.2.3 : Calcul des moments fléchissant avec la méthode RDM

Tronçon	X (m)	ELU	ELS
$0 \leq x \leq 1,6$	0	0	0
	1,6	-13,97	-9,99
$0 \leq x \leq 1,1$	0	0	0
	1,1	14,70	10,62
$1,1 \leq x \leq 3,5$	1,1	14,70	10,62
	3,5	-13,94	-10,02

Le moment $M_t(x)$ est maximal en travée pour la valeur de $x = 1,557m$ d'où $M_t^{max} = 16,39KN.m$.

Le moment $M_a(x)$ est maximal aux appuis pour la valeur de $x=3,5m$ d'où $M_a^{max} = -13,94 KN.m$.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

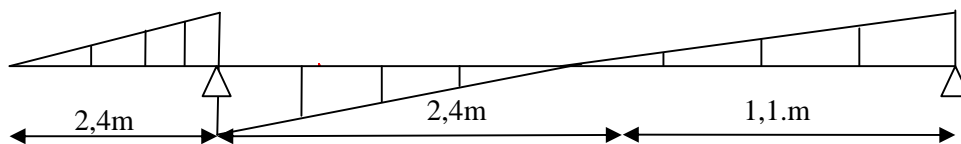
Aux appuis : $M = -0.5 \times M_t^{max} = -0.5 \times 16,39 = -8,2 KN.m$

En travée : $M = 0.75 \times M_t^{max} = 0.75 \times 16,39 = 12,29 KN.m$

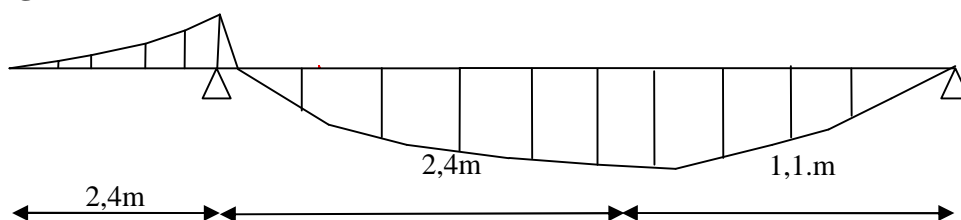
Tableau III.4.2.4 : Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant corrigés :

	M_u^0 [KN.m]	M^t [KN.m]	M^a [KN.m]	T [KN]
l'ELU	16,39	12,29	-8,2	31,24
l'ELS	12,45	9,337	-6,22	22,55

• Diagramme des efforts tranchant :



• Diagramme des moments:



III.4.2.1 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b · e)= (100*15) cm².

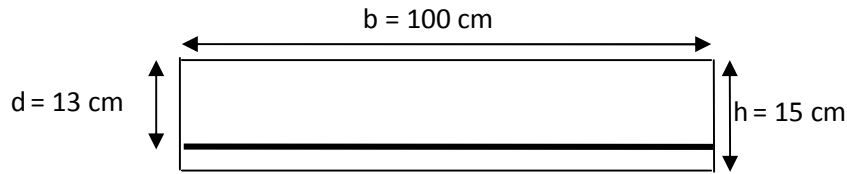


Figure III.4.3: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2.5 : Résultat de ferrailage de l'escalier du 1^{er} entre sol

Localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ²)	A'	A _{min}	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
En travée	12,29	0,05194	0,06670	0,1265	2,79	0	1,56	4HA12=4,52	25
En appui	-8,2	0,03416	0,04345	0,1277	1,84	0	1,56	4HA10=3.14	25

III.4.2.2 Vérifications à ELU et à ELS

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33; 4\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{31,24 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,24\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,24\text{Mpa} < \bar{\tau}_u 3,33\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times f_{t28}/f_e = (0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1/400) \times 10000 = 1,56\text{cm}^2$$

En travée A^t = 4,52 cm² > A_{min}vérifie

En appui A^a = 3,14 cm² > A_{min}vérifie

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4$$

En travée $A_{rt} = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$

En appuis $A_{ra} = 3,14/4 = 0,79 \text{ cm}^2$

$$A_r^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

$$A_r^a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

– Armatures principales: $St \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$ vérifiée.

– Armatures secondaires: $St \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$ vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 4 \cdot 3.14 \cdot 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{22,55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.1507} = 1.27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

- **En travée :**

$$A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 0,035749$$

$$I = 0,75457 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,337 \cdot 10^{-3}}{0,75457 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,035749 = 4,42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En appui :**

$$A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 0,03059$$

$$I = 0,56087 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,22 \cdot 10^{-3}}{0,56087 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,03059 = 3,39 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 3,39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.2.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Type		Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	5,93	0,56087	0,03059	3,39	15
	Travées	8,887	0,75457	0,035749	4,42	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ L : portée libre est égale à 350 Cm

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$ Mt : moment max en travée à L'ELS

M_0 : moment isostatique.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{F_e}$ A : section des armatures est égale a

$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,0494 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ condition non vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Tableau III.4.2.7 : Différentes charges

	J (charges permanentes sans revêtements)	g (charges Permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	7,572	9,132	11.631
Palier	3,75	5,31	7.81
M _{ser} (KNm)	6,93	7,77	9,33

$I = 0,75457 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,1951 \text{ MPa}$

$Y = 0,035749 \text{ m}$

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,3983 \text{ MPa}$

$L = 5 \text{ m}$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Calcul des coefficients :

$\rho = A/(b d) = 0,00347$

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5\rho} = 6,051$

$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,42$

Calcul de I_0 :

$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 + d')^2$

$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{100 \times 15} \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 \right) = 8,0876 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 = 25 - 8,0876 = 16,9124 \text{ cm}$

$I_0 = \frac{100}{3} (8,0876^3 + 16,9124^3) + 15 \times 4,52 \times (16,9124 + 2)^2$

$I_0 = 34028,32 \text{ m}^4$

Calcul de f_{gi} :

la flèche due aux charges permanentes avec revêtements.

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E \times I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^g = 7,77 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{7,77 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 145,57 \text{ MP}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 145,57 \times 0,00347 + 2,1} = 0,233.$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 6,051 \times 0,233} = 1,55 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{gi} = \frac{7,77 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 1,55 \times 10^{-4}} = 1,9 \text{ mm.}$$

Calcul de f_{gv} :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 15 \frac{7,77 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 145,57 \text{ MP}$$

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 147,57 \times 0,00347 + 2,1} = 0,145.$$

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu_v} = 1,1 \frac{34028,32 \cdot 10^{-8}}{1 + 2,42 \times 0,145} = 2,77 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7,77 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 10721,4 \times 2,77 \times 10^{-4}} = 3,2 \text{ mm}$$

Calcul de f_{ji} :

la flèche due aux charges permanents sans revêtements.

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10E \times I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^j = 6,93 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{6,93 \times 10^{-3} (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 129,84 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 129,85 \times 0,00347 + 2,1} = 0,029$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1 + 6,051 \times 0,029} = 3,18 \times 10^{-4}$$

$$f_{ji} = \frac{6,93 \cdot 10^{-3} \cdot 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 3,18 \times 10^{-4}} = 0,81 \text{ mm.}$$

Calcul de f_{pi} :

la flèche due aux charges permanents et d'exploitation.

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times L^2}{10 \times E \cdot I_{fi}} \quad \text{Avec: } M_{ser}^p = 9,33 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 15 \frac{9,33 \times 10^{-3} \times (0,13 - 0,035749)}{0,75457 \times 10^{-4}} = 174,80 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 174,80 \times 0,00347 + 2,1} = 0,279$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_o}{1+\lambda_i \mu_i} = 1,1 \times \frac{34028,32 \times 10^{-8}}{1+6,051 \times 0,279} = 1,39 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{pi} = \frac{9,33 \times 10^{-3} 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 1,39 \times 10^{-4}} = 2,55 \text{ mm.}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 3,1 - 1,9 + 2,55 - 0,81 = 2,95 \text{ mm} < f_{adm} = 7 \text{ mm}$$

III.4.3 : Schéma de ferrailage de l'escalier

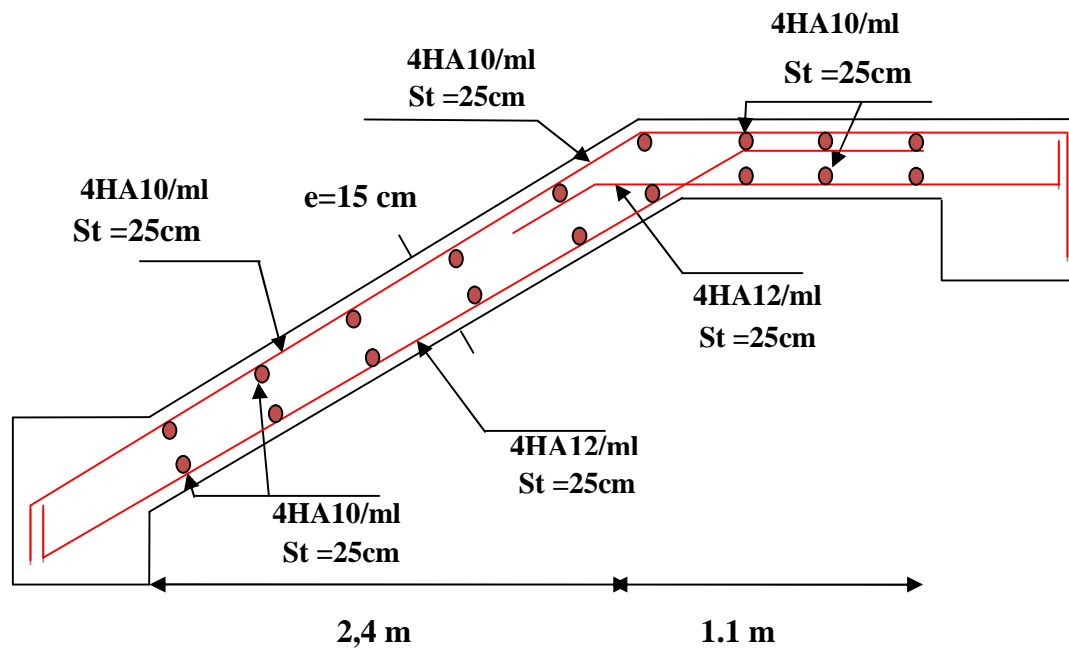


Figure.III.4.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

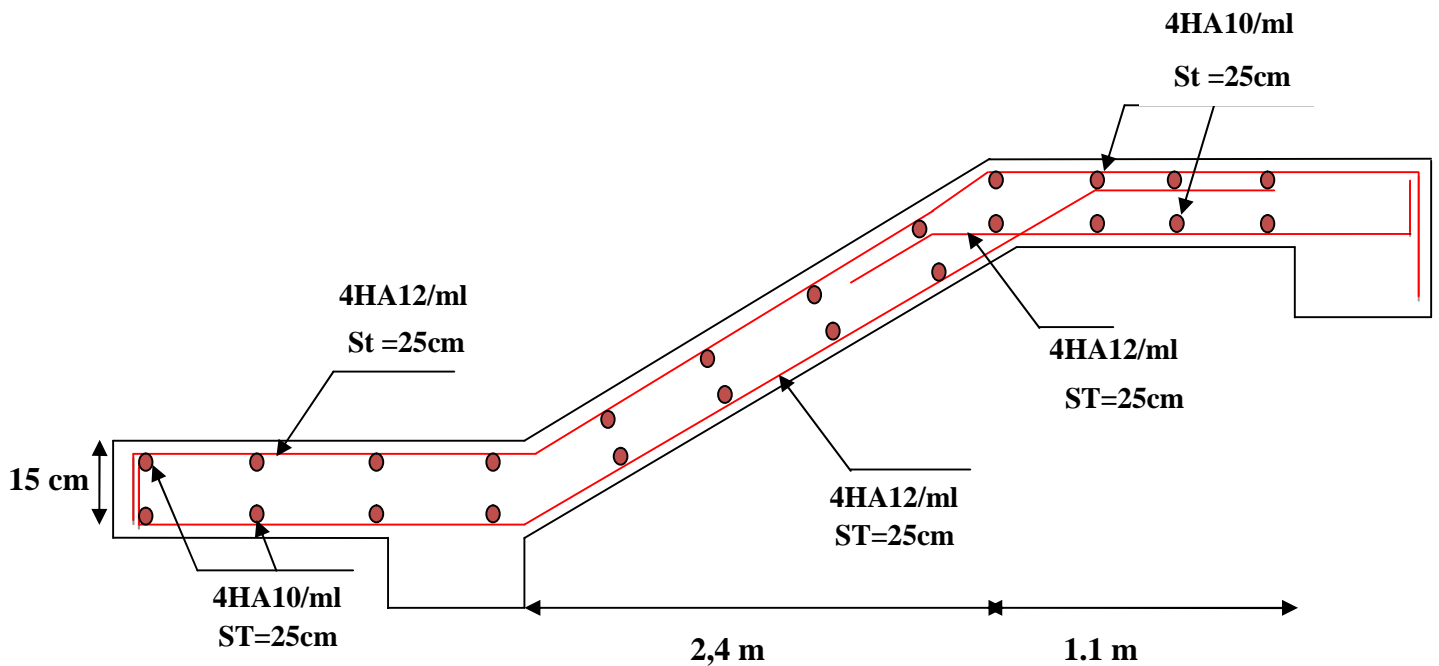


Figure.III.4.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

III.5 Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,95 m (entre nus d'appuis).

III.5.1 calcul de la poutre palière

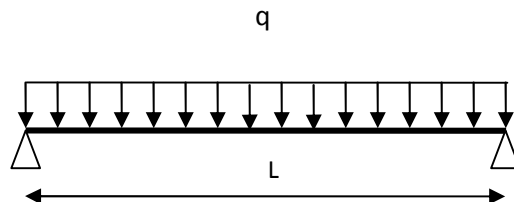


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.5.1.1 Dimensionnement

• **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{\max} : longueur de la poutre entre nus d'appuis, $L_{\max} = 2,95\text{m}$

h_t : hauteur de la poutre.

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19,66 < h_t < 29,5$$

On opte pour une hauteur : $h_t = 30 \text{ cm}$

• **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 12 < b < 21$$

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

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=30 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=30/30=1 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.1.2 Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à L'ELU : $R_B = 23,35 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à L'ELS : $R_B = 16,81 \text{ KN/ml}$

Poids du mure : $G_m = 1,26 \times 2,81 = 3,54 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison de charges

➤ **ELU** : $q_u = 1.35(G+G_m) + R_u = (1.35 \times 2.25 + 3,54) + 23,35 = 31,17 \text{ KN/ml}$

➤ **ELS** : $q_s = G + G_m + R_{ser} = 2.25 + 3,54 + 16,81 = 22,6 \text{ KN/ml}$

❖ Schéma statique

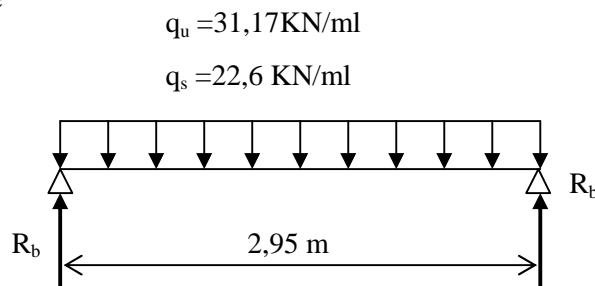


Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU et l'ELS.

III.5.1.3 Calcul des efforts internes

➤ A l'ELU

• Moment fléchissant

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{31,17 \times 2,95^2}{8} = 33,91 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

$$\Rightarrow \text{En appuis : } M_a = -0,5 \times 33,91 = -16,96 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_t = 0,75 \times 33,91 = 25,43 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{31,17 \times 2,95}{2} = 45,98 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS

• Moment fléchissant

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{22,6 \times 2,95^2}{8} = 24,58 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

$$\Rightarrow \text{En appuis : } M_a = -0,5 \times 24,58 = -12,29 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_t = 0,75 \times 24,58 = 18,43 \text{ KN.m}$$

III.5.2 Ferrailage à la flexion simple

En travée : $M_t = 18,43 \text{ KN.m}$; $M_a = 12,29 \text{ KN.m}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Tableau III.5.1. Résultats de ferrailage de la poutre palière à la flexion

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min}
En travée	18,43	0,07614	0,0991	0,2689	2,72	1,0143
En appui	12,29	0,05078	0,06517	0,2727	1,78	1,0143

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit supérieur à 0,5% en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$A_{min} = 0,5\% * b * h \Rightarrow A_{min} = \frac{0,5}{100} * 0,3^2 = 4,5 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.2,1) :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 1,0143 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,0143 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,0143 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,0143 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4,5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,0143 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{45,98 * 10^{-3}}{0,3 * 0,33} = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\text{La fissuration est peut nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3 Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée il est égal au moment à l'appui $M_a = M_t = 11,0720 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (**Art A.5.4.2 .2.**)

- ✓ U : périmètre de la section
- ✓ ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- ✓ e : épaisseur de la paroi
- ✓ Al : section d'acier

$$\emptyset = \min (b; h)$$

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \omega \times f_{st}}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times (0.25 + 0.25) = 1\text{m}$$

$$A_l = \frac{11,072 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0,0625 \times 348} \times 10000 = 2,93\text{cm}^2$$

- La contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 \times \omega \times e}$$

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 \times \omega \times e} = \frac{11,072 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.87\text{Mpa}$$

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.51^2 + 1.87^2} = 1.93\text{Mpa}$$

BAEL91 (article A.5.4,21)

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.13 \times f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau}$: Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

III.5.4 Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

h : hauteur totale d'élément (h=30cm).

ϕ_l : diamètre minimal d'armatures longitudinales=12mm.

b : Largeur d'élément (b =30cm).

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ \frac{300}{35}, \frac{300}{10}, \phi_l \right\} = (8,57; 30; 12)$$

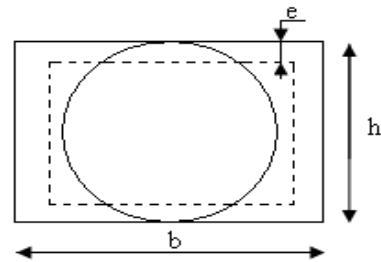


Figure.III.5.3 Section creuse équivalente

$$\phi_t \geq 0,3\phi_l$$

$$\text{Soit : } \phi_t \leq 8,57 \text{ mm.} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

-Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :

$$A_{min}^t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

L'espace est calculé comme suit :

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\}$$

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{7,5; 14,4\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **En flexion :**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

$$(1) \quad A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,15}{400} \times 10000 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$(2) \quad A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})b \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{(0,51 - 0,3 \times 2,1) \times 0,3 \times 0,15}{0,8 \times 400} \times 10000 = -0,168 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

▪ **En torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \omega} \quad \text{si on fixe l'espace } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times \omega \times f_e} = \frac{11,072 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} \times 10000 = 0,38 \text{ cm}^2$$

III.5.5 Choix des armatures

▪ **Armatures transversales**

$$A^t = A_{flexion}^t + A_{torsion}^t = 0,45 + 0,38 = 0,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T8 = 1,51 > A_{min}^t = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \begin{cases} = 15 \text{ cm en zone courante} \\ = 7 \text{ cm en zone nodale} \end{cases}$$

▪ **Armatures longitudinales**

Appuis : $1,78+0,5 \times 2,93 = 3,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}12+3\text{HA}10 = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$

Travées : $2,72+0,5 \times 2,93 = 4,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}12+3\text{HA}10 = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Tableau.III.5.2.Vérification des contraintes dans le béton

	Mser (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En Travée	18,43	37937,88	10,1352	4,92	15
En appuis	12,29	37937,88	10,1352	3,28	15

➤ **Vérification à l'état limite de déformation :**

(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0,101 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = 0,101 \geq \frac{M_t^s}{10 \times M_0} = 0,07 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \frac{A_{travée}}{b \times d} = \frac{4,5}{30 \times 28} = 5,35 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6 Schéma de ferrailage de la poutre palière :

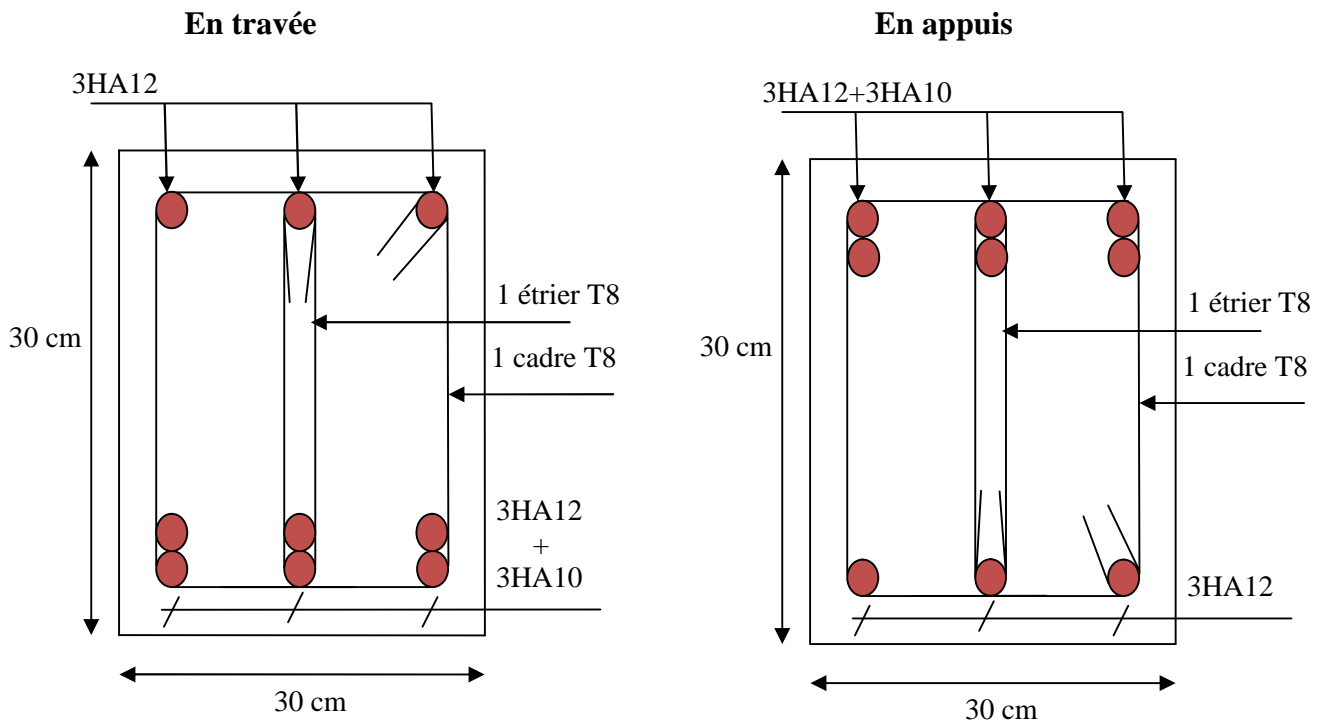


Figure III.5.4 Schéma de ferrailage des poutres palières

III.6 Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples, il est constitué des éléments suivants :

- **Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine :** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier :** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette :** Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- **local des machines :** Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.6.1. Caractéristiques des ascenseurs

- **charges nominales** : En kilogrammes : 320- 400- 630- 800- 1000- 1250- 1600-2000- 2500.
- **vitesse nominales [m/s]**

La vitesse nominales de l'ascenseur est donner comme suit : 0.4 ; 0.63 ; 1 ; 1.6 et 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

- **Nombre de passagers (Annexe 4)**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75}$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont les caractéristiques sont :

$L = 140 \text{ cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110 \text{ cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220 \text{ cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$F_C = 102 \text{ KN}$: Charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur.

$P \text{ perssonnes} = 6.3 \text{ KN}$ La charge nominale.

$V = 1.00 \text{ m/s}$: La vitesse.

Dimensions de la cabine : $BK \cdot TK \cdot HK = 110 * 140 * 220 \text{ cm}^3$

III.6.2 calcul de la dalle supportant la salle machine

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importante (machine+ ascenseur) qui lui sont appliquées.

On a $l_x = 1,2 \text{ m}$ et $l_y = 1,50 \text{ m}$ donc une surface :

$$S = 1,5 * 1,2 = 1,8 \text{ m}^2$$

$e \geq \frac{L}{20} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$, vu le poids de la machine que supporte la dalle on prend $e = 15 \text{ cm}$.

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges sur la dalle supportant la salle machine

Charge due au poids propre de la dalle : $G_1 = 0,15 * 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Isolation phonique : $G_2 = 0,1 \text{ KN/m}^2$.

Revêtements dallage colle : $G_3 = 22 * 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

Poids de la machine : $G_4 = \frac{D_m + P_m}{s} = \frac{82 + 15}{1,8} = 53,88 \text{ KN/m}^2$.

$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 58,17 \text{ KN/m}^2$

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

A) Cas d'une charge répartie :

➤ **Calcul a l'ELU :**

$P_u = 1,35G_{tot} + 1,5Q = 80,03 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$\rho = 0,8 \begin{cases} v = 0 \\ \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$ **annexe (2)**

• **Calcul des moments :**

$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 6,47 \text{ KNm}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 3,85 \text{ KNm}$

✓ **En travée :**

$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \cdot 6,47 = 5,50 \text{ KNm}$

$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \cdot 3,85 = 3,27 \text{ KNm}$

✓ **En appuis :**

$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 6,47 = 2 \text{ KNm}$

III.6.3.1 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle se fera en flexion simple pour une bonde de 1m:

Avec :

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d(1 - 0,4\alpha) ; A = \frac{M_u}{Zf_{st}}$

$h = 15 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d_x = 13 \text{ cm} ; d_y = 12 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.1 : ferrailage de la dalle machine.

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A'	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_{min}
sens x-x	travée	5,50	0,02291	0,02897	0,1149	0	1,37	5HA10=3,93	1,32
	Appui	2	0,00833	0,01045	0,1294	0	0,44	5HA10=3,93	1,56
sens y-y	travée	3,27	0,01599	0,01159	0,1194	0	0,79	5HA10=3,93	1,2
	Appui	2	0,00833	0,02897	0,12,94	0	0,44	5HA10=3,93	1,56

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA f E400 ; $\left\{ \begin{matrix} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right. \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Sens // l_x :

$$A_{t_x}^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1,32 \text{ cm}^2$$

Sens // l_y :

$$A_{t_y}^{min} = \rho_0 * b * e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2,1 / 400 = 1,56 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_x^t = A_y^t = A_x^a = A_y^a = 3,93 \text{ cm}^2$ soit **5HA10/ml**

- **Diamètre maximal des barres**

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm vérifiée}$$

- **Calcul des espacements**

Sens // l_x :

$$S_t \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Sens // l_y :

$$S_t \leq \min[4e; 45 \text{ cm}] \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

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

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,8 > 0,4 \Rightarrow T_y = \frac{P_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 34,29 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot l_x}{3} = 32,012 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{34,29 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,26 < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

➤ Calcul a l'ELS

$$q_{ser} = 58,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} v = 0,2 \\ \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases} \quad \text{annexe (2)}$$

- **Calcul des moments**

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0628 \cdot 58,17 \cdot 1,2^2 = 5,35 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7111 \cdot 5,35 = 3,80 \text{ KNm}$$

✓ **En travée**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 4,55 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 3,23 \text{ KNm}$$

✓ **En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 5,35 = 1,61 \text{ KNm}$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Tableau III.6.2 : Vérification des contraintes dans le béton.

		Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sens//I _x	Appuis	1,61	0,4007631	0,027749	1,11	15
	Travées	4,55	0,4007631	0,027749	3,15	15
Sens//I _y	Appuis	1,61	0,4007631	0,027749	1,11	15
	Travées	3,23	0,4007631	0,027749	2,24	15

La contrainte est vérifiée en tout point de la dalle.

➤ **Vérification à l'état limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

-1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

-2) $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$

-3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{fe}$

	1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition	3 ^{ème} condition
Sens// I _x	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Sens// I _y	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc y'a aucune vérification à faire.

B) Cas d'une charge concentrée

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire a₀ * b₀. Elle agit uniformément sur aire u*v située sur le plan moyen de la dalle.

a₀ * b₀ : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

u*v : Surface d'impact.

a₀ et u = dimension suivant x-x.

b₀ et v : Dimension suivant y-y.

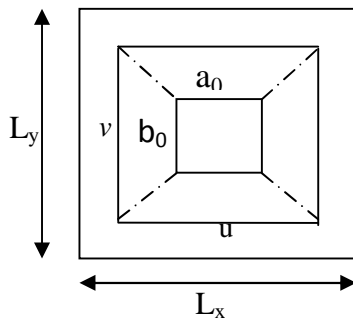


Figure III.7.1 : Schémas représentant la surface d'impact

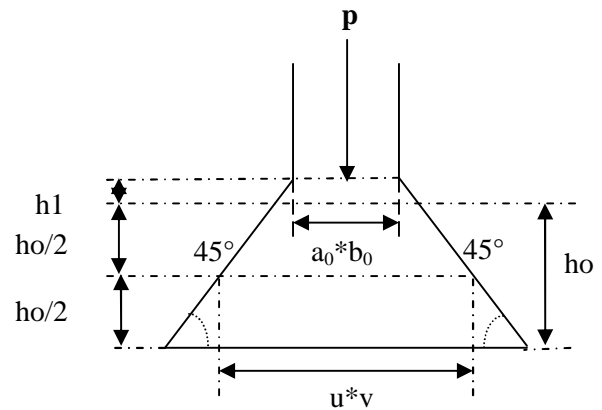


Figure III.7.2: Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne

On a $\begin{cases} u = a_0 + 2\xi h_1 + h_0 \\ v = b_0 + 2\xi h_1 + h_0 \end{cases}$ pour $v=1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

Avec $h_1 = 5\text{cm}$: Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{ cm}$: Epaisseur de la dalle.

$\Xi=1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 70 + 2 * 1 * 5 + 15 = 95\text{cm} \\ v = 70 + 2 * 1 * 5 + 15 = 95\text{cm} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u(M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u(M_2 + vM_1) \end{cases}$$

BAEL 91(article IV.3)

avec : v coefficient de poisson $v = \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD, ils sont en fonction de :

$$\frac{v}{l_x} \text{ et } \frac{v}{l_y} \text{ et de } \rho.$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{95}{120} = 0,79 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{95}{150} = 0,63 \end{cases} \text{ et } \rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,083 \\ M_2 = 0,023 \end{cases} \text{ (Table de Pigeaud) (Annexe 3)}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU

On a $G = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3\text{KN}$

$q_u = 1,35 * G = 1,35 * 103,3 = 139,45\text{KN}$

$M_{x1} = q_u M_1 = 139,45 * 0,083 = 11,57\text{KN.m}$

$M_{y1} = q_u M_2 = 139,45 * 0,023 = 3,21\text{KN.m}$

III.6.4 Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 58,17 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0561 \cdot 58,17 \cdot 1,2^2 = 4,70$$

$$M_{x2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,5959 \cdot 4,70 = 2,80$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,57 + 4,70 = 16,27 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,21 + 2,80 = 6,01 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times 16,27 = 13,83 \text{ KNm}.$$

$$M_t^y = 0,85 \times 6,01 = 5,12 \text{ KNm}.$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 16,27 = 4,88 \text{ KNm}.$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$.

$d=13\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$.

Tableau III.6.3 : ferrailage de le dalle machine

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A'	A_{cal} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min}
sens x-x	travée	13,83	0,05762	0,07422	0,1261	0	3,15	5HA10=3,93	1,32
	Appui	4,88	0,02033	0,02567	0,1286	0	1,1	5HA10=3,93	1,57
sens y-y	travée	5,12	0,02133	0,02695	0,1285	0	1,15	5HA10=3,93	1,2
	Appui	4,88	0,02033	0,02567	0,1286	0	1,1	5HA10=3,93	1,57

➤ **Vérification à l'ELU**

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

On calcule A_{min} : On a des HA f E400 ; $\begin{cases} e \geq 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Sens // I_x :

$$A_{t_x}^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1,32 \text{ cm}^2$$

Sens // I_y :

$$A_{t_y}^{min} = \rho_0 * b * e = 1,2 \text{ cm}^2$$

Appuis : $A_{min}^a = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2.$

- **Diamètre maximal des barres**

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm vérifiée}$$

- **Calcul des espacements**

Sens // I_x :

$$S_t \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Sens // I_y :

$$S_t \leq \min[4e; 45 \text{ cm}] \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$

- **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (article A.5.2.42)

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 380 \text{ cm}$$

$$q_u = 139,45 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,8 > 0,4 \Rightarrow T_y = \frac{P_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = 59,76 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot l_x}{3} = 55,78 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{59,76 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,398 < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$q_{ser} = 103,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} v = 0,2 \\ \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases} \quad \text{annexe (2)}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0628 \cdot 103,3 \cdot 1,2^2 = 9,34 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7111 \cdot 9,34 = 6,64 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 7,94 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 5,64 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 6,64 = 1,99 = 2 \text{ KNm}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

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

Tableau III.6.4 : Vérification des contraintes dans le béton.

		Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sens//I _x	Appuis	1,99	0,594820	0,0336960	1,13	15
	Travées	7,94	0,594820	0,0336960	4,50	15
Sens//I _y	Appuis	1,99	0,594820	0,0336960	1,13	15
	Travées	5,64	0,594820	0,0336960	3,20	15

La contrainte est vérifiée en tt point de la dalle.

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{Fe}$$

		1 ^{ere} condition	2 ^{eme} condition	3 ^{eme} condition
	Sens// I _x	vérifiée	vérifiée	vérifiée
	Sens// I _y	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc y'a aucune vérification à faire.

III.6.5 Schémas de ferrailages des dalles

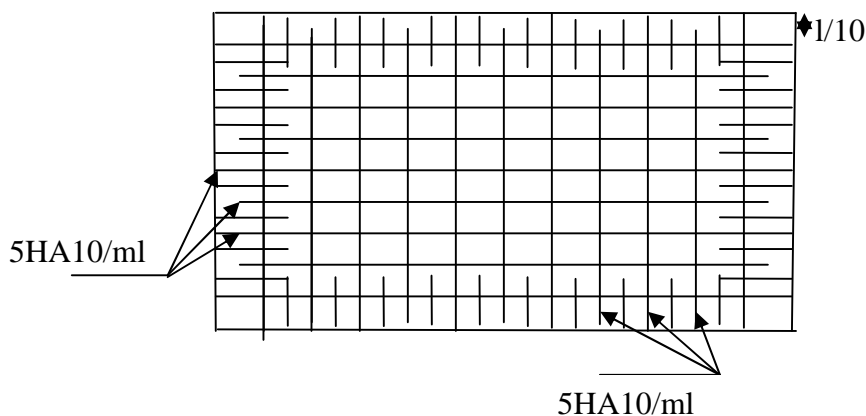


Figure III.7.2: Vue en plans du ferrailage de la dalle de la salle machine

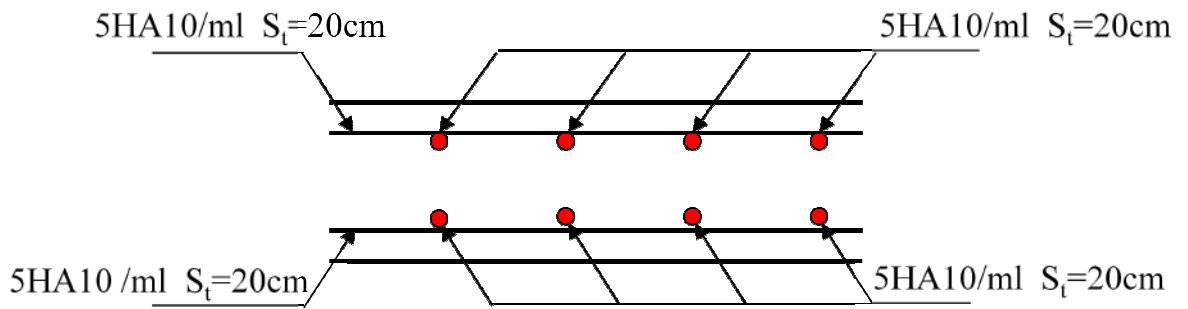


Figure III.7.3: coupe transversale de la dalle de la salle machine

III.7 CONCLUSION :

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier permettant de ferrailer les éléments secondaires afin que ces derniers puissent supporter les charges qui leur reviennent.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu deux types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un type d'escalier à deux volées avec un seul palier intermédiaire pour tous les étages, sauf celui du 1^{er} entre sol qui est constitué de deux volées et deux paliers intermédiaires que nous avons étudié et ferrillé ainsi que les poutres palières les supportant.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

Chapitre

4

Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel (SAP2000), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis.

IV.1 Description du logiciel SAP2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs

IV.1.1 Exploitation des résultats

Les résultats peuvent être consultés de deux façons différentes :

- Sous forme graphique (les diagrammes seront présentés par les barres spécifiques de la structure)
- Sous forme de valeurs numériques (les tableaux affichent les composantes spécifiques des déplacements, réactions, efforts internes...etc.).

IV.2 Méthodes de calculs

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a- Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b- Conditions d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 /Version2003.

c- Calcul de la force sismique totale

La force sismique à la base de la structure V doit être calculée dans les deux directions horizontales, orthogonales d'après le RPA99/V2003 (article4.2.3) selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{RPA99/V2003 (formule 4.1)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/V2003 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/V2003 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99/V2003 (formule 4-4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.00	0.05
Régularité en plan	0.00	0.00
Régularité en élévation	0.00	0.00
Contrôle de qualité de matériaux	0.00	0.00
Contrôle de qualité de d'exécution	0,00	0.00
TOTAL	1,05	1,1

Donc $Q = 1.1$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/V2003 (formule 4-5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre projet on a deux coefficients de pondération :

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant)

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ (1^{er} et 2^{eme} entre sol).

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (formule 4.2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99/V2003 (Tableau 4.7)**

$$\text{sol meuble} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 (formules 4.6 et 4.7)}$$

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

$$h_n = 28.56 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05$ **RPA 99 (Tableau 4.6)**

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/V2003 (formules 4.3)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

- Dans le sens xx' :

$$L_x = 21,15 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 28,56^{\frac{3}{4}} = 0,6177 \\ \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{21,15}} = 0,5589 \end{array} \right\} \Rightarrow T_x = 0,559 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,559} \right)^{2/3} = 1,87$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1,3 \times 0,559 = 0,726 \text{ s}$$

- Dans le sens yy' :

$$L_y = 8,7 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 28,56^{\frac{3}{4}} = 0,6177 \\ \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{8,7}} = 0,8714 \end{array} \right\} \Rightarrow T_y = 0,618 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,618} \right)^{2/3} = 1,74$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_y = 1,3 \times 0,618 = 0,803 \text{ s}$$

- Le poids total de la structure:

$$W = G + \beta Q = 24088,31 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,87 \times 1,05}{5} \times 24088,31 = 0,058 \times 24088,31 = 1397,1219 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,1}{5} \times 24088,31 = 0,057 \times 24088,31 = 1377,209 \text{ KN}$$

IV.2.2 Méthode d'analyse dynamique

A - Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B - Hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maîtres.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

C -Calcul du spectre de réponse

Le spectre de réponse est un ensemble de courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par les spectres suivants :

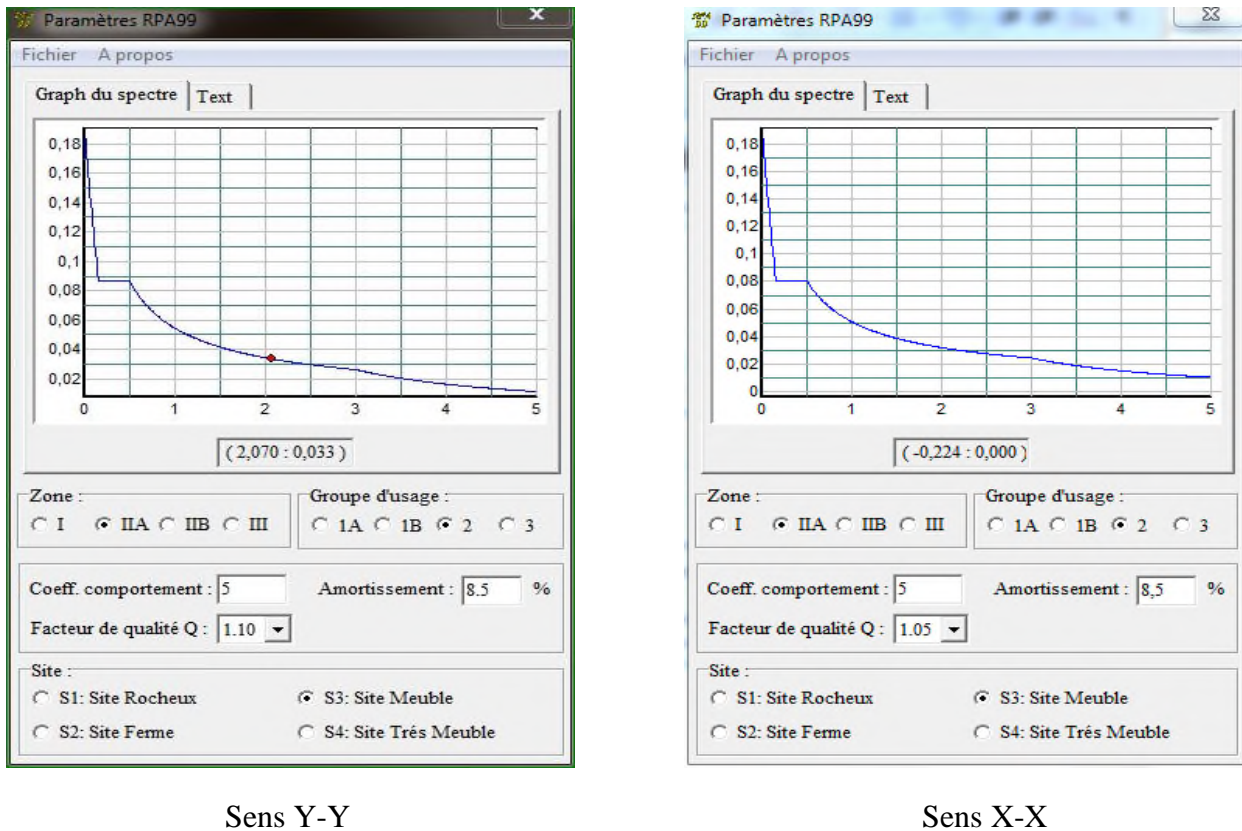


Figure IV.1 : Spectres de repense.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

RPA99/V2003 (formule 4.13)

D -Nombre de modes à considérer :

RPA99/V2003(article4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

RPA99/V2003 (formules 4-14)

Où : N est le nombre de niveaux aux dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas le nombre de modes retenu est de 12.

IV.3 Disposition des voiles

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

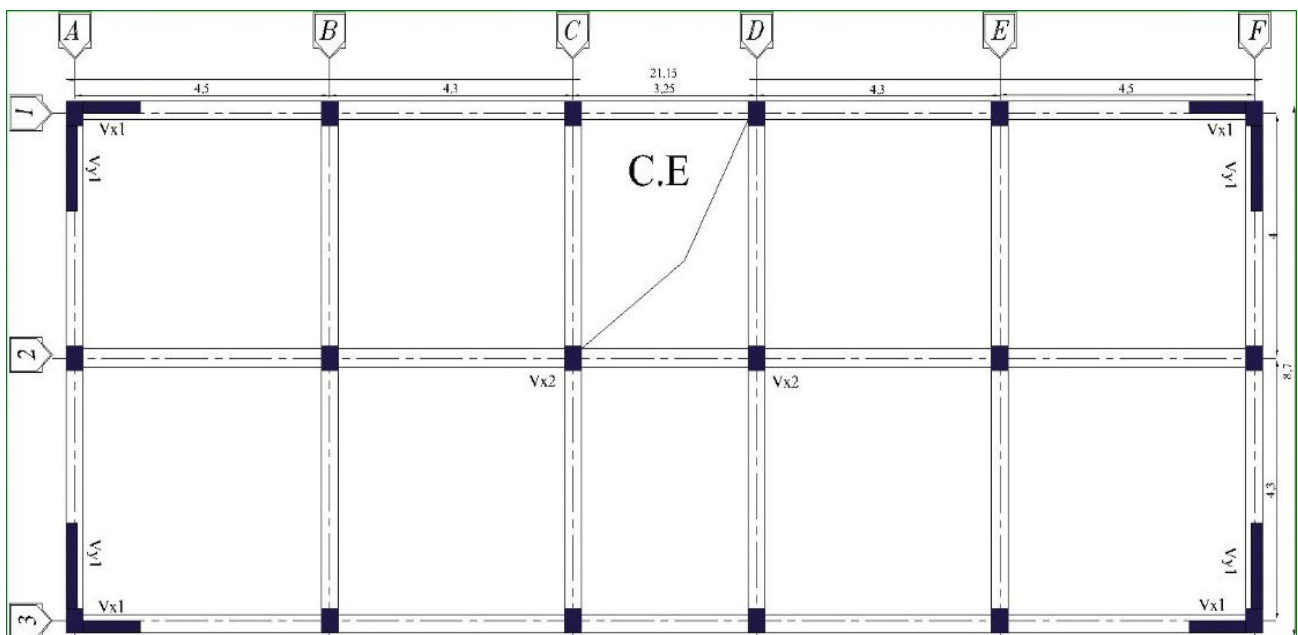


Figure IV.2 : Disposition des voiles

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

- **Mode 1 :** (translation suivant l'axe x-x)

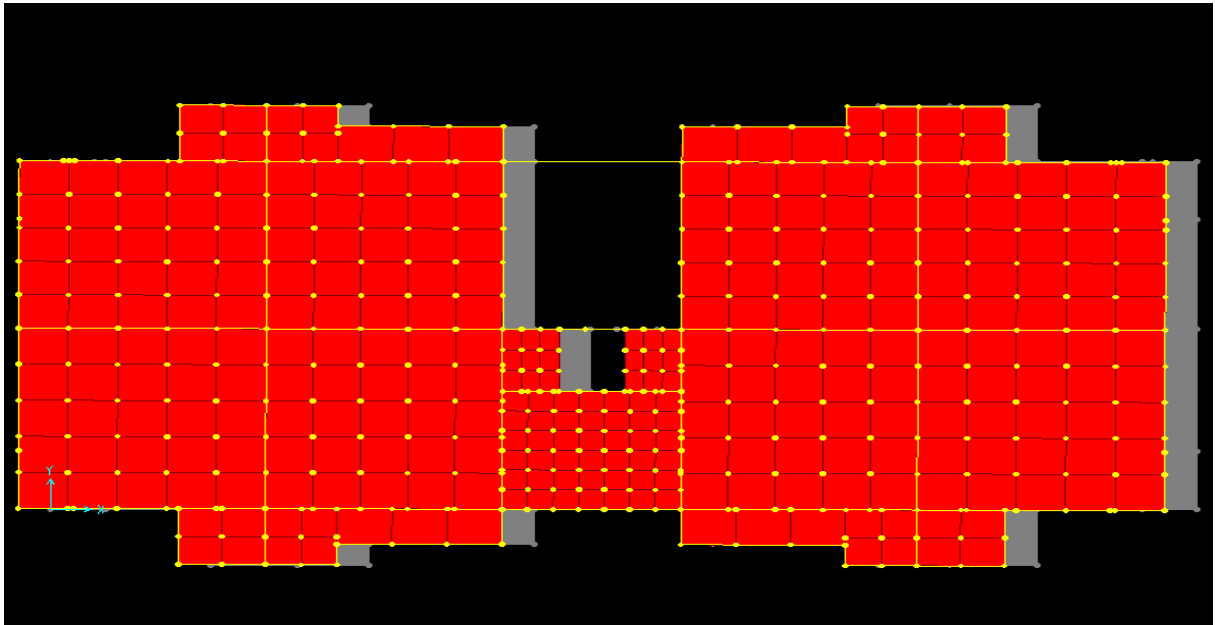


Figure IV.3 : Vue en plan du 1^{er} mode de vibration

- **Mode 2 :** (translation suivant l'axe y-y)

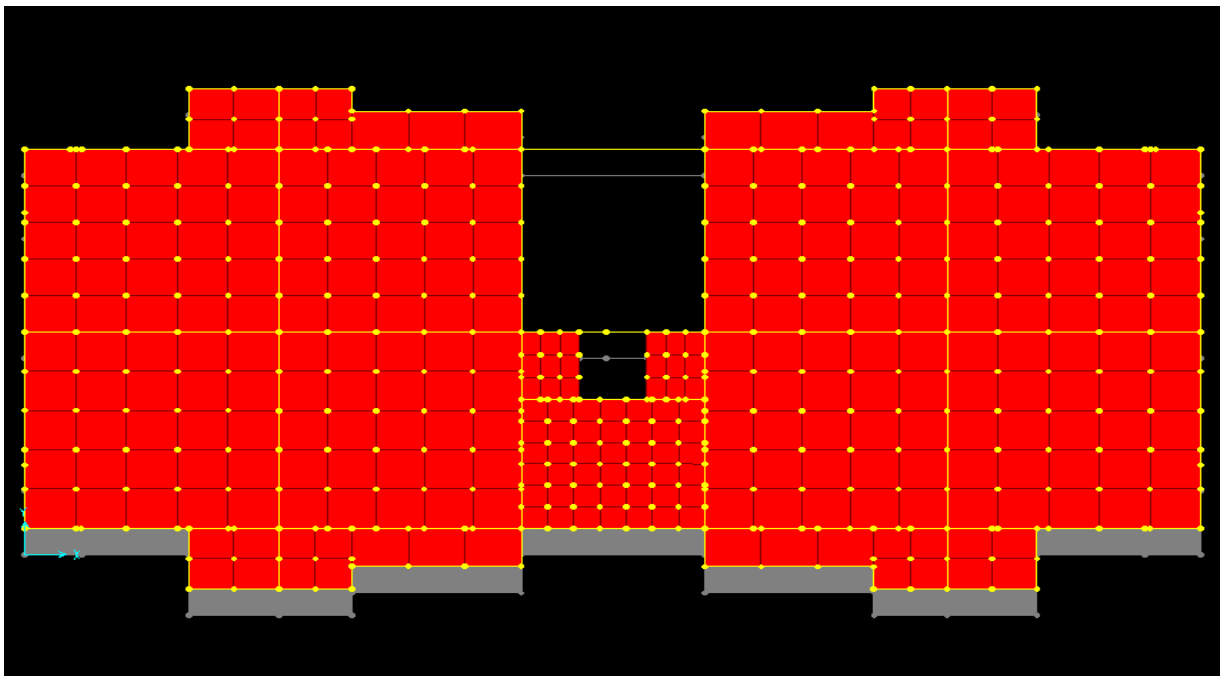


Figure IV.4 : Vue en plan du 2^{eme} mode de vibration

- **Mode 3 :** (torsion par rapport à l'axe Z)

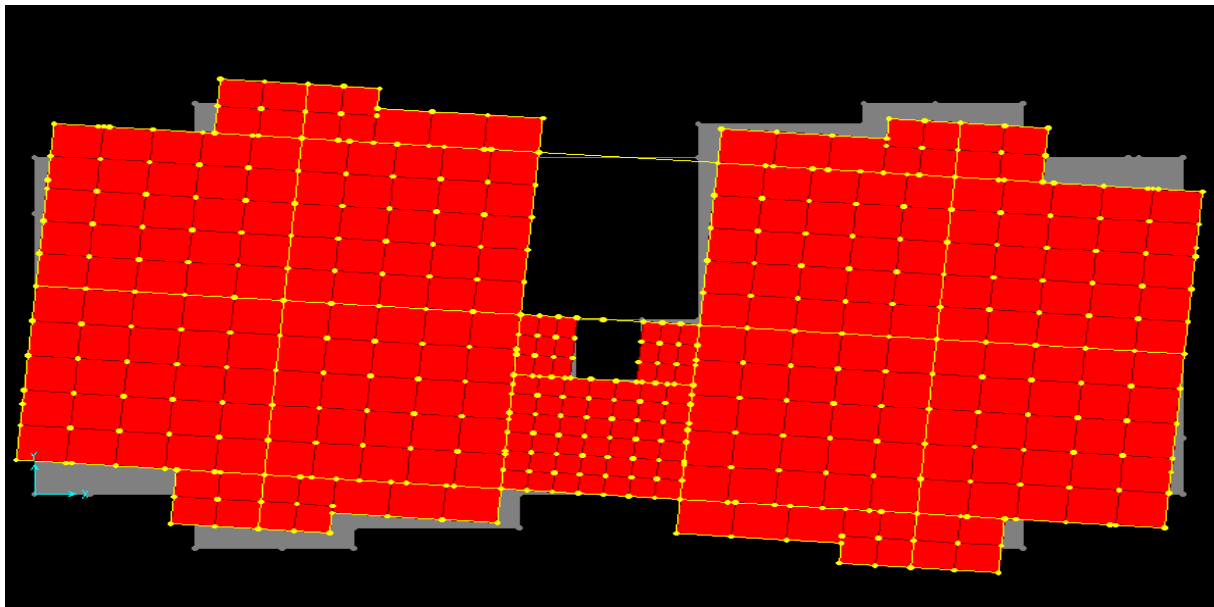


Figure IV.5 : Vue en plan du 3^{ème} mode de vibration

IV.4.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/Version2003 (Article 4.3.4)** doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,896337	80,348	0,0001433	0,000001579	80,348	0,0001433	0,000001579
2	0,824857	0,0001248	77,926	0,0007346	80,348	77,926	0,0007362
3	0,644268	0,084	0,0001007	3,312E-09	80,433	77,927	0,0007362
4	0,312485	10,954	0,00004538	9,367E-07	91,386	77,927	0,0007371
5	0,273507	0,00004459	12,477	0,0008854	91,386	90,403	0,001623
6	0,207179	0,025	0,00001202	0,0000009	91,411	90,403	0,001623
7	0,175568	3,535	0,00000265	4,762E-07	94,946	90,403	0,001624
8	0,146201	0,00001184	4,036	0,002141	94,946	94,44	0,003765
9	0,116077	1,717	5,936E-07	0,001063	96,663	94,44	0,004828

IV.4.2 Justification de l'interaction « voiles-portique » : RPA99/V2003 (article 4.a)

➤ **Sous charges verticales**

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1 ^{er} entre sol	23502,228	2891,611	89,04437	10,95563
2 ^{eme} entre sol	20070,054	3340,437	85,73103	14,26897
RDC	17343,952	3016,901	85,18284	14,81716
1 ^{er} étage	14654,005	2637,664	84,74604	15,25396
2 ^{eme} étage	11896,926	2324,746	83,6535	16,3465
3 ^{eme} étage	9364,254	1849,696	83,5054	16,4946
4 ^{eme} étage	6780,061	1425,794	82,62467	17,37533
5 ^{eme} étage	4383,393	870,088	83,43788	16,56212
6 ^{eme} étage	2039,607	311,672	86,74458	13,25542

➤ **Sous charge horizontales**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x'				Sens y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 ^{er} entre sol	724,069	253,953	74,0340	25,966	611,919	474,33	55,66057	44,33942
2 ^{eme} entre sol	753,438	309,438	70,8867	29,1133	735,171	414,63	64,22188	35,77812
RDC	602,403	311,431	65,9203	34,0796	621,679	419,26	59,44066	40,55934
1 ^{er} étage	586,009	239,105	71,0215	28,9784	602,93	350,39	63,04414	36,95586
2 ^{eme} étage	449,566	273,72	62,1560	37,844	462,509	382,17	54,43825	45,56175
3 ^{eme} étage	417,067	192,678	68,4002	31,5998	429,048	291,03	59,36158	40,63842
4 ^{eme} étage	267,984	208,012	56,2996	43,7004	277,27	295,71	47,94733	52,05267
5 ^{eme} étage	210,664	115,867	64,5157	35,4842	220,639	179,68	54,59672	45,40328
6 ^{eme} étage	108,404	82,999	56,6365	43,3635	104,734	111,06	49,67643	50,32356

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA99/Version2003 la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente :

$$V_{sta} \Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 80\%$$

RPA99.V2003 (Article 4.3.6)

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Remarques
Ses x-x'	1094,485	1317,121	0,830967	vérifiée
Sens y-y'	1187,366	1377.209	0,865370	vérifiée

IV.4.4 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Afin d'éviter l'écrasement du béton le RPA99/Version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99.V2003 (Article 7.4.3.1)}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit

Etages	Section (cm^2)	N_u (KN)	V (KN)	Remarque
Etage 6	35x30	212,021	0,08076	Vérifiée
Etage 5	40x35	463,619	0,13246	Vérifiée
Etage 4	40x35	730,525	0,20872	Vérifiée
Etage 3	45x40	1001,919	0,22264	Vérifiée
Etage 2	45x40	1274,303	0,28317	Vérifiée
Etage 1	50x45	1454,543	0,25858	Vérifiée
RDC	50x45	1740,662	0,30945	Vérifiée
2 ^{emc} Entre Sol	55x50	1908,464	0.27759	Vérifiée
1 ^{er} Entre Sol	55x50	2147,107	0,31230	Vérifiée

IV.4.5 Vérification vis-à-vis des déplacements :

D'après le RPA99/V2003 (article 5.10) il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

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

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

RPA99/V2003 (formule 4-19)

Avec :

- Δ_k : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».
- R : Coefficient de comportent (R = 5).
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi (y compris l'effort de la torsion).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements :

Plancher	Sens x-x'						Sens y-y'				
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\%h_k$ (cm)	$\Delta_k < 1\%h_k$	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_k < 1\%h_k$
Etage 6	1,52	7,1	7,6	0,50	3.06	vérifier	1,38	6,4	6,9	0,50	vérifier
Etage 5	1,42	6,55	7,1	0,55	3.06	Vérifier	1,28	5,8	6,4	0,60	Vérifier
Etage 4	1,31	5,75	6,55	0,80	3.06	Vérifier	1,16	5,05	5,8	0,75	Vérifier
Etage 3	1,15	4,9	5,75	0,85	3.06	Vérifier	1,01	4,25	5,05	0,80	Vérifier
Etage 2	0,98	3,95	4,9	0,95	3.06	Vérifier	0,85	3,35	4,25	0,90	Vérifier
Etage 1	0,79	3	3,95	0,95	3.06	Vérifier	0,67	2,45	3,35	0,90	Vérifier
RDC	0,6	1,95	3	1,05	3.06	Vérifier	0,49	1,5	2,45	0,95	Vérifier
2 ^{eme} E S	0,39	1	1,95	0,95	3.06	Vérifier	0,30	0,7	1,5	0,80	Vérifier
1 ^{er} E S	0,2	0	1	1,00	4.08	Vérifier	0,14	0	0,7	0,70	Vérifier

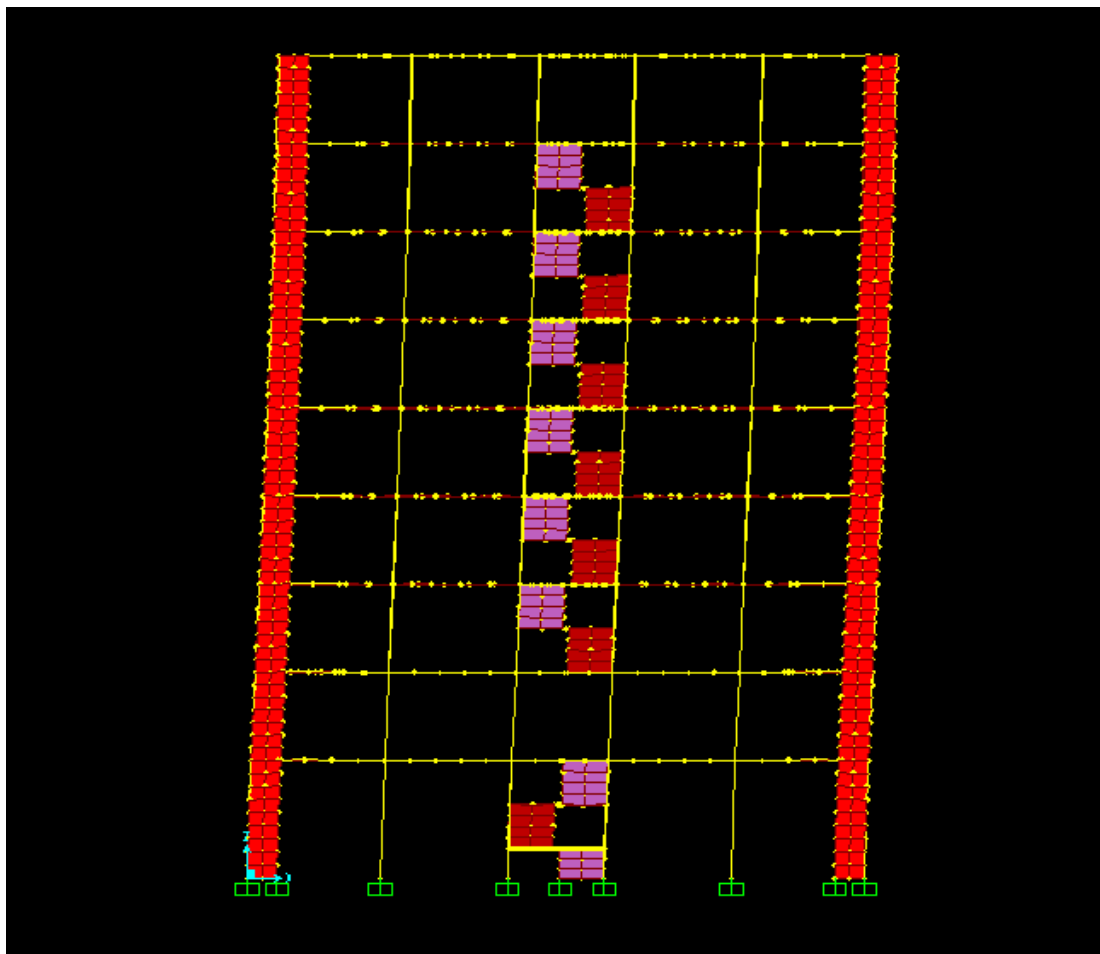


Figure IV.6 : Vue de face du déplacement suivant l'axe X-X

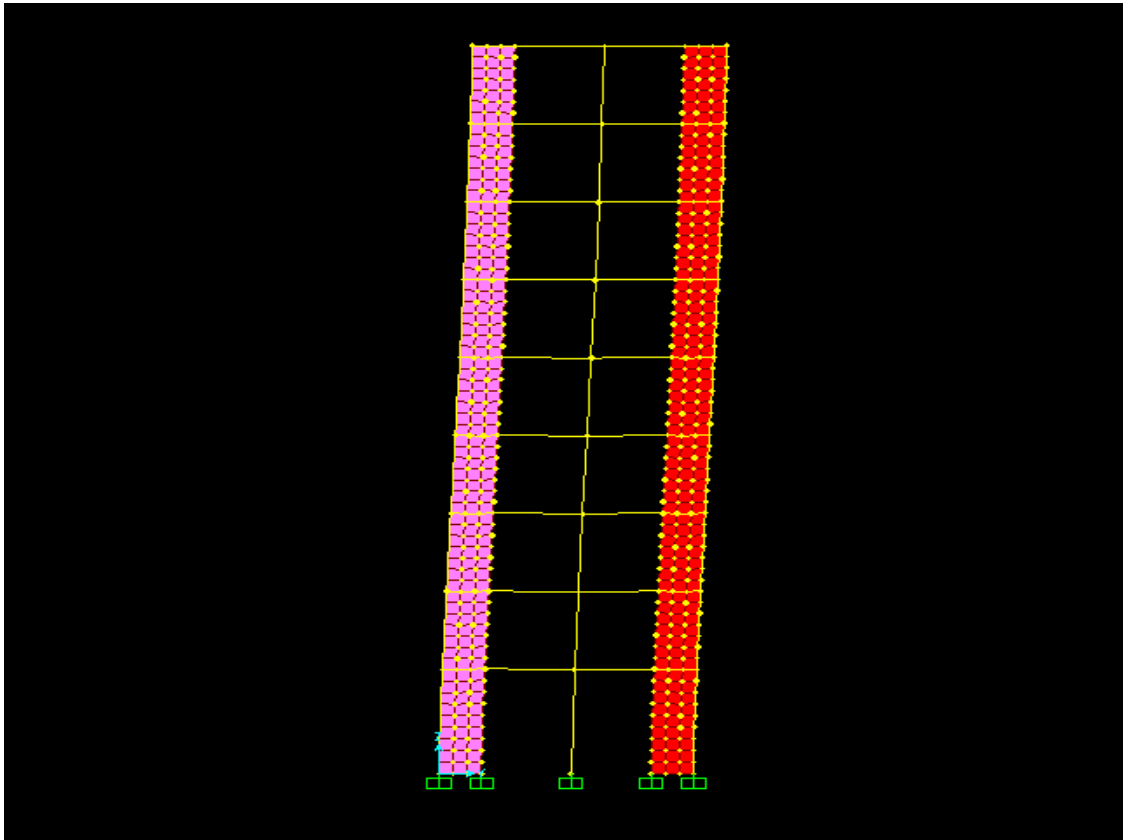


Figure IV.7 : Vue de face du déplacement suivant l'axe Y-Y

IV.4.6 Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ

L'effet P-Δ ou effet du 2^o ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/V2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}).$$

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 d'étage « k ».

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet **P-Δ** peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :

Planches	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
Etage 6	3.06	2191,348	0,50	202,045	0,017722	0,50	215,794	0,016593
Etage 5	3.06	4830,354	0,55	344,184	0,025225	0,60	400,319	0,023659
Etage 4	3.06	7525,771	0,80	500,612	0,039302	0,75	572,98	0,032192
Etage 3	3.06	10276,85	0,85	640,269	0,044586	0,80	720,078	0,037312
Etage 2	3.06	13027,57	0,95	758,91	0,053294	0,90	844,679	0,045362
Etage 1	3.06	15840,49	0,95	864,995	0,056854	0,90	953,32	0,048871
RDC	3.06	18652,46	1,05	957,362	0,066854	0,95	1040,99	0,055628
2 ^{eme} E S	3.06	21423,88	0,95	1113,39	0,059738	0,80	1149,81	0,048713
1 ^{er} E S	4.08	24088,31	1,00	1032,47	0,057183	0,70	1086,29	0,038045

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0,1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5 Conclusion

Après avoir modélisé la structure avec différents essais de dispositions des voiles et diverses dimensions des poteaux, dans le but d'attribuer la résistance nécessaire à notre structure ainsi qu'une meilleure stabilité tout en satisfaisant les différentes exigences du RPA99 V2003 et du BAEL nous avons opté pour les sections suivantes :

- **Voiles :**

1^{er} Entre sol : e= 20 cm

2^{eme} Entre sol, RDC et étages : e =15 cm.

La longueur des voiles est de : $\begin{cases} L = 1,00 \text{ m dans le sens XX} \\ L = 1,40 \text{ m dans le sens YY} \end{cases}$

- **Poutres principales :** (30x40) cm²
- **Poutres secondaires :** (30x35) cm²

- **Poteaux :**

1^{er} et 2eme entre sol : (55x50) cm²

RDC et 1^{er} étage : (50x45) cm²

2eme et 3eme étages : (45x40) cm²

4eme et 5eme étages : (40x35) cm²

6eme étage : (35x30) cm²

Chapitre

5

*Etude des éléments
principaux*

Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1 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 fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E **RPA99/version 2003 (article 5.2)**
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons 5 types de poteaux à étudier :

Tableau V.1.1 : Sections finales des poteaux

Étage	E.sol 1 E.sol2	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
Section(cm ²)	(55×50)	(50×45)	(45×40)	(40×35)	(35×30)

V.1.1.Recommandations du RPA99**a) Les armatures longitudinales : RPA99/version 2003(article 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \quad \text{RPA (Art 7.4.2.1)}$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

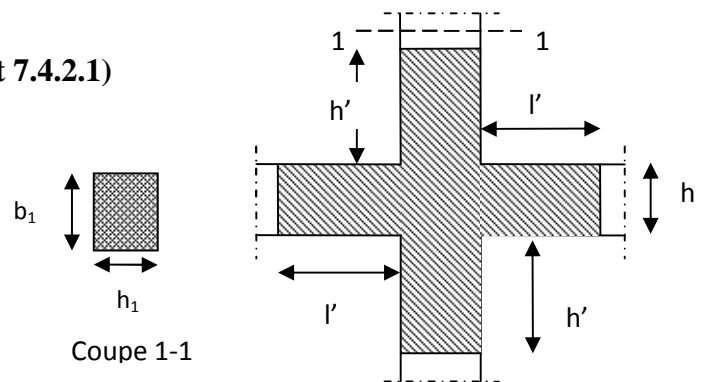


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
E. sol 1, E.sol 2	55×50	22	110	165
RDC, 1 ^{er} étage	50×45	18	90	135
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	45×40	14,4	72	108
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40×35	11,2	56	84
6 ^{ème} étage	35×30	8,4	42	63

c) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

RPA99/version2003 (Article 7.4.2.2)

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.2 qui a été utilisé dans l'étude dynamique .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
E.sol 1 E.sol 2	2147,107	53,6153	133,2007	1290,014	144,316	7,2293
RDC, 1 ^{er} étage	1740,662	7,020	113,7431	904,08	151,395	5,565
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	1274,303	6,533	84,415	571,485	135,039	3,122
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	730,525	6,189	53,128	389,579	101,202	0,606
6 ^{ème} étage	212,021	4,186	30,072	119,455	33,885	2,916

V.1.3 Ferrailage des poteaux

➤ Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales dans les poteaux s'est fait avec le logiciel SOCOTEC les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A_{inf}	A_{sup}	A_{RPA}	$A_{adoptée}$	Barres
				(cm ²)	(cm ²)			
E.sol 1 E.sol 2	55 X 50	2147,107	53,6153	0,00	0,00	22	24,11	12HA16
		1290,014	133,2007	0,00	0,00			
		144,316	7,2293	0,00	0,00			
RDC, 1 ^{er} étage	50 X 45	1740,662	7,020	0,00	0,00	18	20,36	4HA16 + 8HA14
		904,08	113,7431	0,00	0,00			
		151,395	5,565	0,00	0,00			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	45 X 40	1274,303	6,533	0,00	0,00	14,4	15,39	10HA14
		571,485	84,415	0,00	0,00			
		135,039	3,122	0,00	0,00			
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40 X 35	730,525	6,189	0,00	0,00	11,2	12,32	8HA14
		389,579	53,128	0,00	0,00			
		101,202	0,606	0,00	0,00			
6 ^{ème} étage	35 X 30	212,021	4,186	0,00	0,00	8,4	10,68	4HA14 + 4HA12
		119,455	30,072	1,09	0,00			
		33,885	2,916	0,00	0,00			

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA99/Version2003, les résultats de calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1.5 : Armatures transversales dans les poteaux.

Section cm ²	Ø ₁ ^{min} cm	l _f cm	λg	V u KN	L _r cm	t zone nodale	t zone courant	A _t ^{min} cm ²	A t cm ²	A _{adop} cm ²	n ^{bre} de barres
55X50	1,6	257,6	4,68	97,613	70	10	15	3,14	1,66	4,71	6T10
50X45	1,4	186,2	3,72	74,021	60	10	15	4,65	2,08	4,71	6T10
45X40	1,4	186,2	4,13	53,613	60	10	15	3,49	1,68	4,71	6T10
40X35	1,4	186,2	4,65	38,091	60	10	15	2,33	1,34	2,01	4T8
30X35	1,2	186,2	5,32	19,36	60	10	15	1,58	0,61	1,01	2T8

V.1.4. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du 1^{er} entre sol, avec une longueur de 4,08m et un effort normal égal à : 2147,107 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL91 (Art B.8.4,1)}$$

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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \text{(Longueur de flambement)}$$

Avec l₀ hauteur libre de l'étage

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

Br = (a-2) x (b-2) (Section réduite).

D'où : $\lambda = \frac{2,57}{0,144} = 17,84 \Rightarrow \alpha = 0,808$

$B_r = 0,2544 \text{ m}^2$

Donc :

$$N_u = 0,808 \times \left(\frac{0,2544 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,11 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 6227,315 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2147,107 \text{ KN} < N_u = 6227,325$ condition vérifiée, donc pas de risque de flambement.

Tableau V.1.6 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
E.sol 1 E.sol 2	55X50	3,68	2,57	0,144	17,84	0,808	24,11	0,2544	6227,315	2147,107
RDC, 1 ^{er} étage	50X45	2,66	1,86	0,129	14,41	0,822	20,36	0,2064	3723,985	1740,662
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	45X40	2,66	1,86	0,115	16,17	0,815	14,81	0,171	3000,664	1274,303
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40X35	2,66	1,86	0,101	18,41	0,805	12,55	0,1254	2220,788	730,525
6 ^{ème} étage	35X30	2,66	1,86	0,086	21,62	0,789	10,68	0,0924	1643,163	212,021

Après le calcul de N_u nous remarquons que la condition N_{max} ≤ Nu est vérifiée pour tout les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement dans les poteaux.

b) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la seule vérification à faire est celle de la contrainte de compression du béton, cette dernière sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau du bâtiment.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d') \right]$$

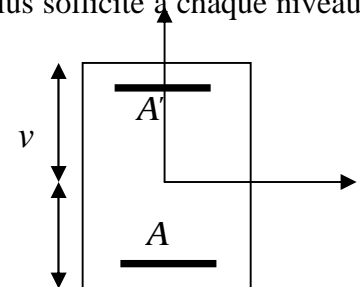


Figure V.2 : Section d'un poteau

$$v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$\text{et } v = \frac{1}{B} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d) \right]$$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant

Tableau V.1.7 : Vérifications des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
E.sol 1 E.sol 2	55X50	49,5	24,11	34,01	20,99	0,008965	1448,882	51,517	7,22	15
RDC, 1 ^{er} étage	50X45	45	20,36	31,10	18,90	0,005553	1265,21	24,816	7,01	15
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	45X40	40,5	15,39	27,69	17,30	0,003899	1025,106	27,198	7,62	15
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	40X35	36	12,32	24,75	15,24	0,0024156	576,66	25,957	6,77	15
6 ^{eme} étage	35X30	31,5	10,68	22,30	14,83	0,001570	166,177	14,432	3,63	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ pour tous les poteaux donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2)

Tableau V.1.8 : Vérifications des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	λ	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPA)	τ̄ _{adm} (MPA)
E.sol 1 E.sol 2	55X50	2,57	4,68	17,84	0,04	49,5	97,613	0,39	1
RDC, 1 ^{er} étage	50X45	1,86	3,72	14,41	0,04	45	74,021	0,36	1
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	45X40	1,86	4,13	16,17	0,04	40,5	53,613	0,33	1
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	40X35	1,86	4,65	18,41	0,04	36	38,091	0,30	1
6 ^{eme} étage	35X30	1,86	5,32	21,62	0,075	31,5	19,36	0,20	1,875

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigé par le RPA sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

V.1.5 Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

on prend $L_r = 70 \text{ cm}$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

on prend $L_r = 60 \text{ cm}$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

on prend $L_r = 50 \text{ cm}$

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qui est constitué par le nœud poteau poutre.

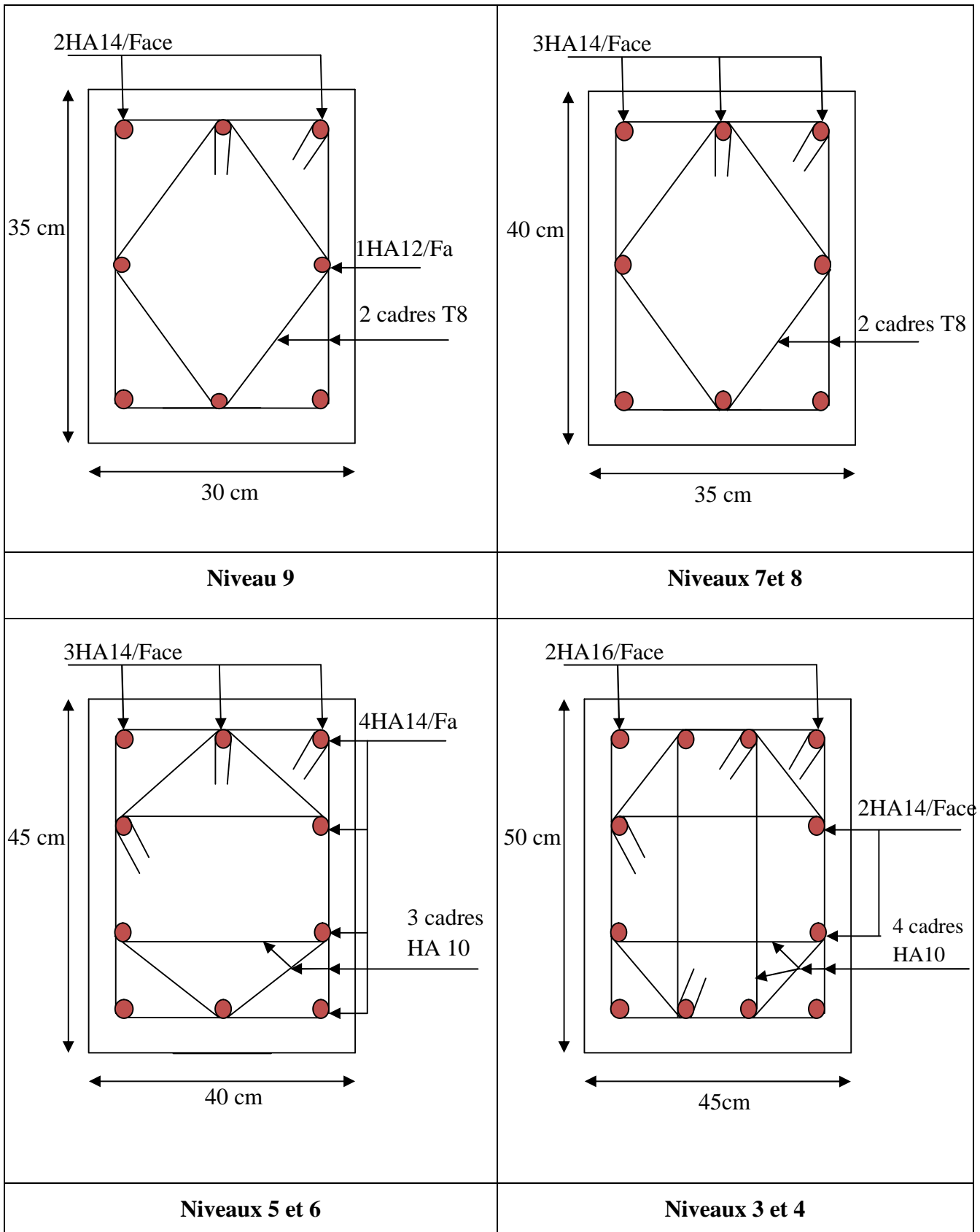
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon la RPA99 version 2003)

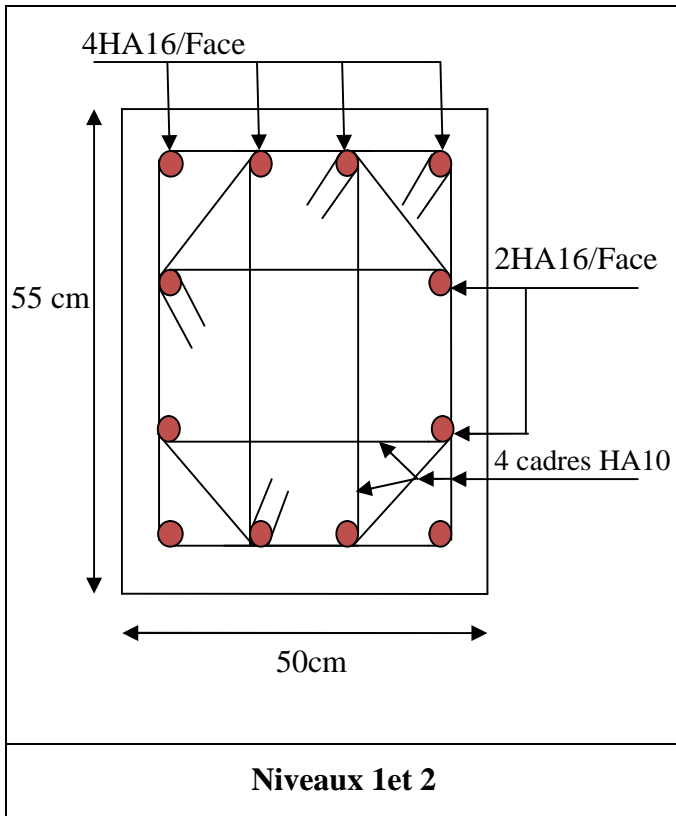
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est :

$$\text{Niveau 1} \begin{cases} l' = 80 \text{ cm} \\ h' = 70 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 2 jusqu'à 9} \begin{cases} l' = 80 \text{ cm} \\ h' = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

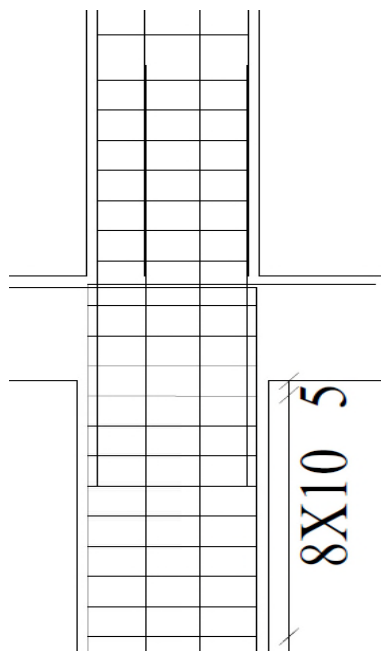
$$\text{Avec : } h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right); l' = 2 \times h$$

V.2.5 : Schéma de ferrailage des poteaux :





Coupe 1-1



Zone nodale

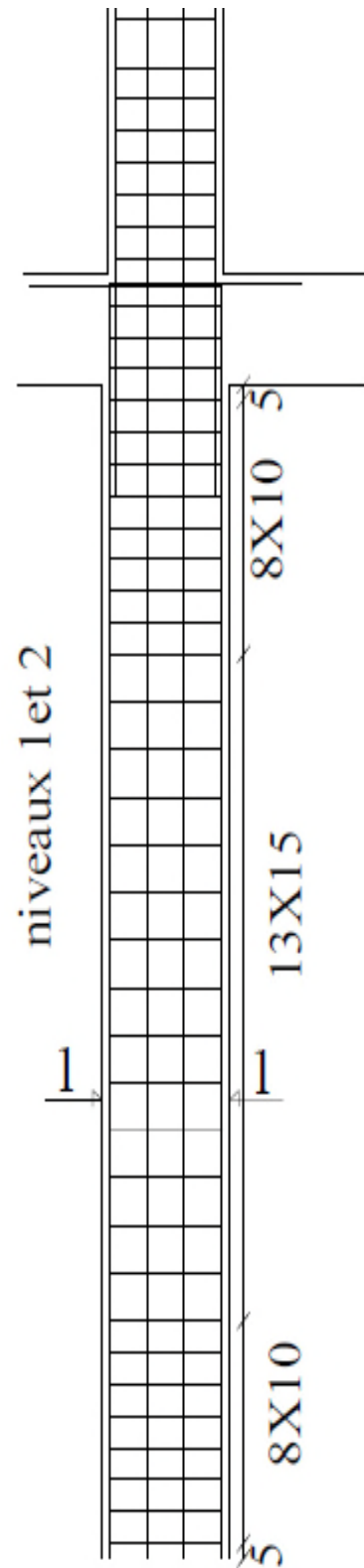


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, Après détermination des sollicitations (M, N, V) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP 2000,

combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version 2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/version 2003 (article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40),
- poutres secondaires (30×35),

V.2.1. Recommandation du RPA99

- **Les armatures longitudinales (Art-7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 Avec ϕ_{\max} est le diamètre maximum des aciers utilisés.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

▪ **Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 : Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

V.2.2.1 : Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des efforts déduits de la modélisation du SAP. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

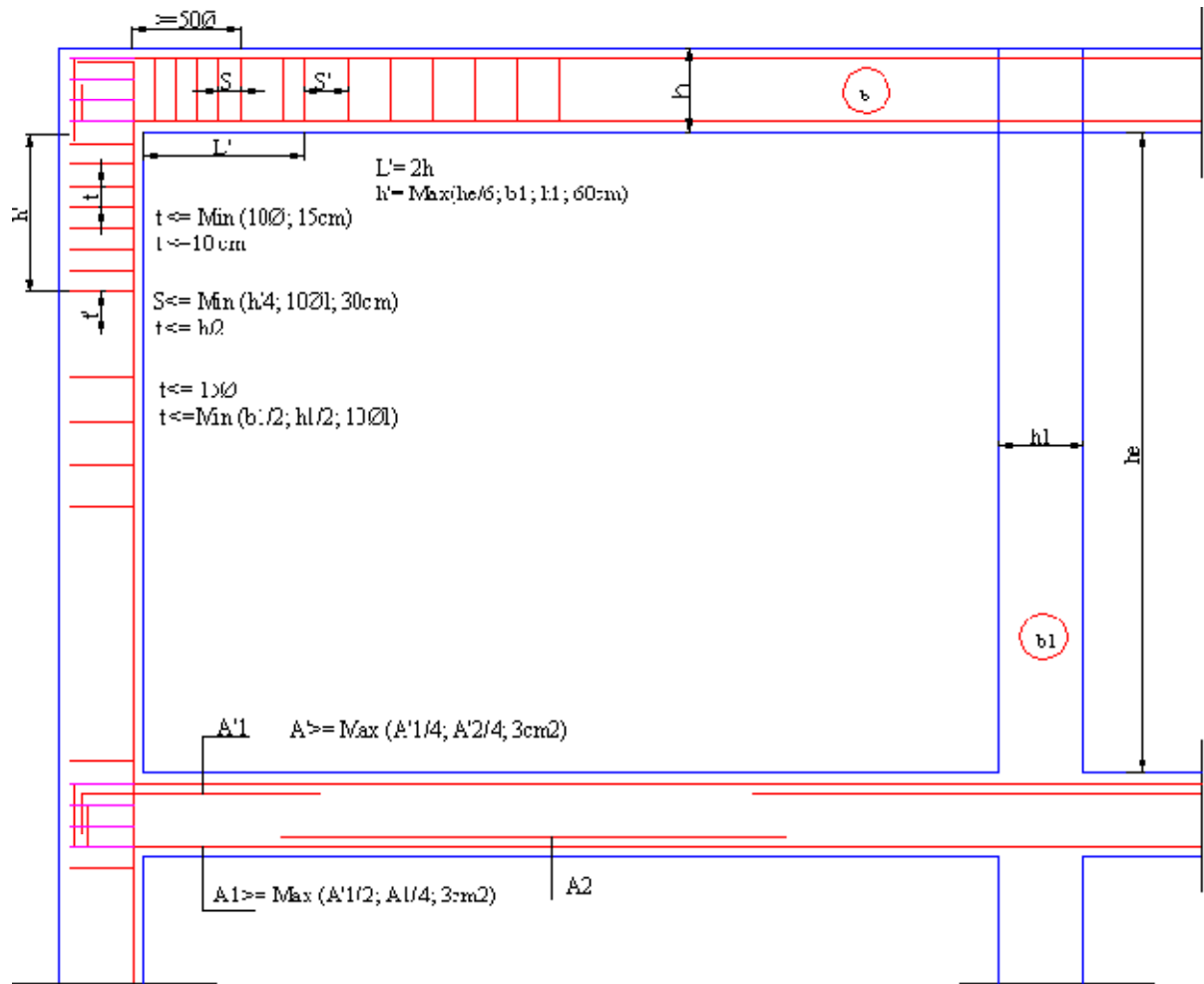


Figure V.4: Dispositions constructives des portiques

❖ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodales**

Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, l'espacement maximum entre deux cadres et de 10 cm et le nombre minimum des cadres est de 3 par nœud .

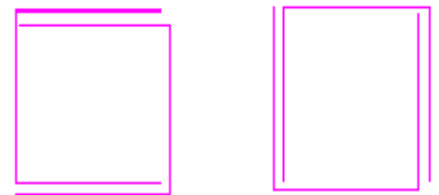


Figure V.5: 2U superposés

Recommandation du BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

Tableau V.2.1 : Sections minimales et maximales d'acier dans les poutres

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Poutres principales	(30x40)	6	1,30	48	72
Poutres secondaires	(30x35)	5.25	1,14	42	63

Les sollicitations des poutres principales sont données dans le tableau ci- dessous:

Tableau V.2.2 : Sollicitation dans les poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutres principales (30×40)			Poutres secondaires (30×35)		
	Mt KN.m	Ma KN.m	V KN	Mt KN.m	Ma KN.m	V KN
1 ^{er} entre sol	26.5975	44.8851	53.168	33.4372	9.12	42.83
2eme Entre sol RDC+Etage courant	39.213	31.88	58.7012	36.4747	13.17	49.8
terrasse	19.1807	33.0907	35.701	26.3741	10.2434	48.65

⇒ Ferraillage des poutres principales :

Tableau V.2.3: Ferraillages des poutres principales

Niveaux	Section (cm)	localisation	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
1 ^{er} Entre sol	(30×40)	Appui	1.09	6	48	6HA12 = 6,79
		Travée	2.17			3HA16= 8,04
2eme Entre sol RDC+étage courant	(30×40)	Appui	2.65	6	48	6HA12 = 6,79
		Travée	1.52			3HA16= 8,04
terrasse	(30×40)	Appui	3.14	6	48	6HA12 = 6,79
		Travée	2.12			3HA16= 8,04

⇒ Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau V.2.4: Ferrillages des poutres secondaires

Niveaux	Section (cm)	localisation	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max}	A _{adpt} (cm ²)
1 ^{er} Entre sol	(30×45)	Appui	2.12	5.25	42	3HA14=4.62
		Travée	3.43			3HA14=4.62
2eme Entre sol RDC+étage courant	(30×35)	Appui	0.93	5.25	42	3HA14=4.62
		Travée	2.45			3HA14=4.62
terrasse	(30×35)	Appui	3.21	5.25	42	3HA14=4.62
		Travée	3.13			3HA14=4.62

V.2.2.2 Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

❖ **Espacements des armatures transversales**

En zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$,

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Tableau V.2.5 : Calcul des armatures transversales dans les poutres

Type de poutres	Section (cm ²)	ϕ_{\min} (cm)	S _t (cm) Zone courante	S _t (cm) Zone nodale	Ø _t (mm)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t (cm ²)	A _t ^{adpt} (cm ²)
Poutres principales	(30×40)	1,2	15	10	8	1,35	2,01	4HA8=2,1
Poutres secondaires	(30×35)	1,4	15	8	8	1,35	2,01	4HA8=2,1

V.2.3 : Vérifications :

➤ **A ELU**

• **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principales (30×40) : Amin=1.3 cm²

Pour les poutres secondaires (30×35) : Amin=1.14 cm²

Amin < As → condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91) :**

Il faut vérifier que : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\text{avec: } \tau_{bu} = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible avec: $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau V.2.6 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

Poutres	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	58.701	6.522×10^{-3}	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	49.8	5.1×10^{-3}	3,33	Vérifiée

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

(Art.5.1.32/BAEL 91)

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable.

⇒ **Poutres principales :**

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[58.701 - \frac{44.885}{0.9 \times 0.375} \right] = 0.21 \Rightarrow A_l > 0.21 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appuis de rives :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 58.701 \times 10^{-3}}{400} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Poutres secondaires**

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[49.8 - \frac{13.17}{0.9 \times 0.325} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.13 \text{ cm}^2$$

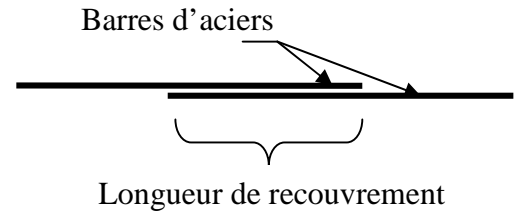
vérifiée.

❖ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 49.8 \times 10^{-3}}{400} = 1.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow lr \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte : $lr = 70\text{cm}$.
- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow lr \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte : $lr = 50\text{cm}$.
- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow lr \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte : $lr = 60\text{cm}$



➤ **À PELS**

- **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.7 : Vérification de la contrainte dans le béton

poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I.10 ⁻⁴ (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appui	14.998	7,577	0.1260	2.50	15
	Travée	10.55	8.565	0.1346	1.66	15
Poutres secondaires	Appui	21.03	6,832	0,0999	3,07	15
	Travée	10.55	6,832	0,0999	1,54	15

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,55}{10 \times 318,24} = 0,0033 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,04 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,36} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0786 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,5}{10 \times 40,307} = 0,026 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5 : Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA99/Version2003 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/Version2003 (Art 7.6.2)}$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton

$$M_{inf} = V_i \times z$$

$$M_{sup} = V_i \times (h - z)$$

$$z = y \times h \quad h : \text{la hauteur d'etage}$$

Avec : v_i = l'effort tranchant dans le poteau i

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

y_0 : coefficient en f^{ct} la nature de la charge horizontale il est donné par le tableau 3-1 page 53

y_1 : coefficient de correction du à la variation de raideur il est donné par le tableau 3-3 page 57.

y_2 : coefficient de correction du à la variation de la hauteur de l'etage sup il est donné par le tableau 3-4 page 57

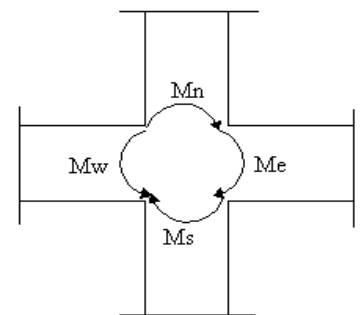
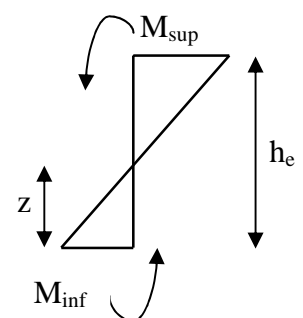


Figure V.6 : La zone nodale



y_3 : coefficient de correction du à la variation de la hauteur d'etage inf
il est donné par le tableau 3 - 4 page 57

Calcul de K' et K :

K' : raideur des poutres arrivant aux poteaux considérés.

K : raideur du poteau considérés.

$$K' = \frac{I'}{L} \text{ , } L : \text{ portée de la poutre.}$$

$$K = \frac{I}{h_e} \text{ , } h_e : \text{ hauteur d'étage.}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.2.8 : Moments résistant dans les poteaux

niveau	section	he (m)	K $\times 10^{-3}$	K' $\times 10^{-3}$	\bar{K}	Y0	Y1	Y2	Y3	Y	Z	V KN	M _{inf} KN.m	M _{sup} KN.m
1 ^{er} E.S 2 ^{eme} E.S	55x50	4.08	1.69	1.63	0.48	0.9	0	0.75	0	1.65	6.73	97.61	39.22	39.22
RDC+ 1 ^{er} étage	50x45	3.06	1.53	1.63	0.53	0.6	0.05	0	0.05	0.7	2.14	74.02	30.11	30.11
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	45x40	3.06	0.99	1.63	0.82	0.45	0	0	0	0.45	1.37	53.61	20.49	20.49
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	40x35	3.06	0.61	1.63	1.38	0.45	0	0	0	0.45	1.37	38.09	14.58	14.58
6 ^{eme} étage	35x30	3.06	0.35	1.63	2.33	0.4	0	0	0	0.4	1.22	19.36	7.45	0

2) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats des moments résistant dans les poutres et les vérifications des zones nodales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.9 : Résumé de vérification des zones nodales

Niveau	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25x(M _w +M _e) (KN.m)	M _i + M _s (KN.m)	Observation
1 ^{er} et 2 ^{em} sous sols	10.66	10.66	21.32	78.45	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} étage	10.66	10.66	21.32	60.31	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	10.66	10.66	21.32	40.97	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	10.66	10.66	21.32	29.15	Vérifiée
6 ^{eme} étage	10.66	10.66	21.32	7.47	N.Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.6 : Schémas de ferrailage :

⇒ **Schéma de ferrailage des poutres principales :**

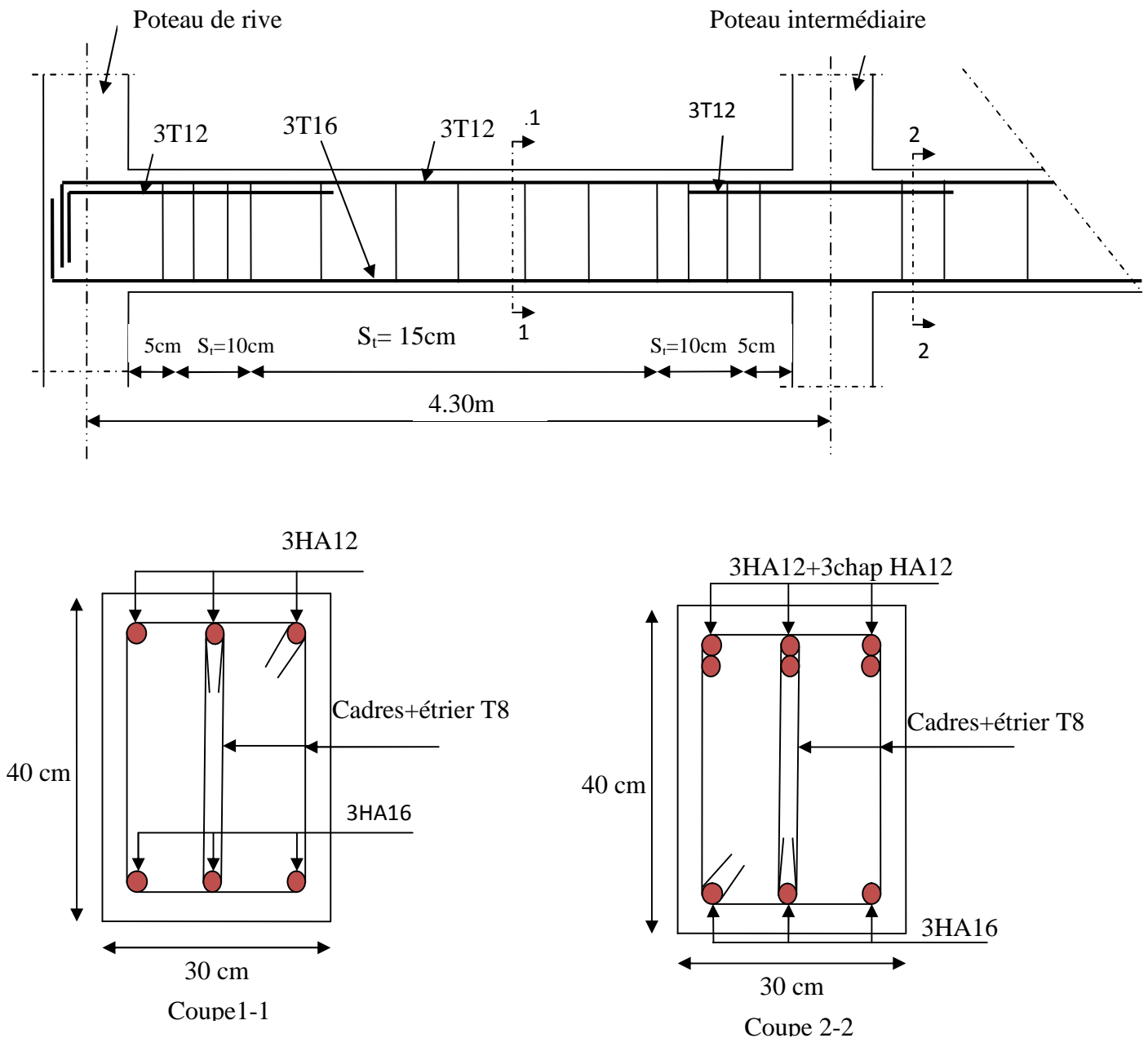


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales

⇒ Schéma de ferrailage des poutres secondaires :

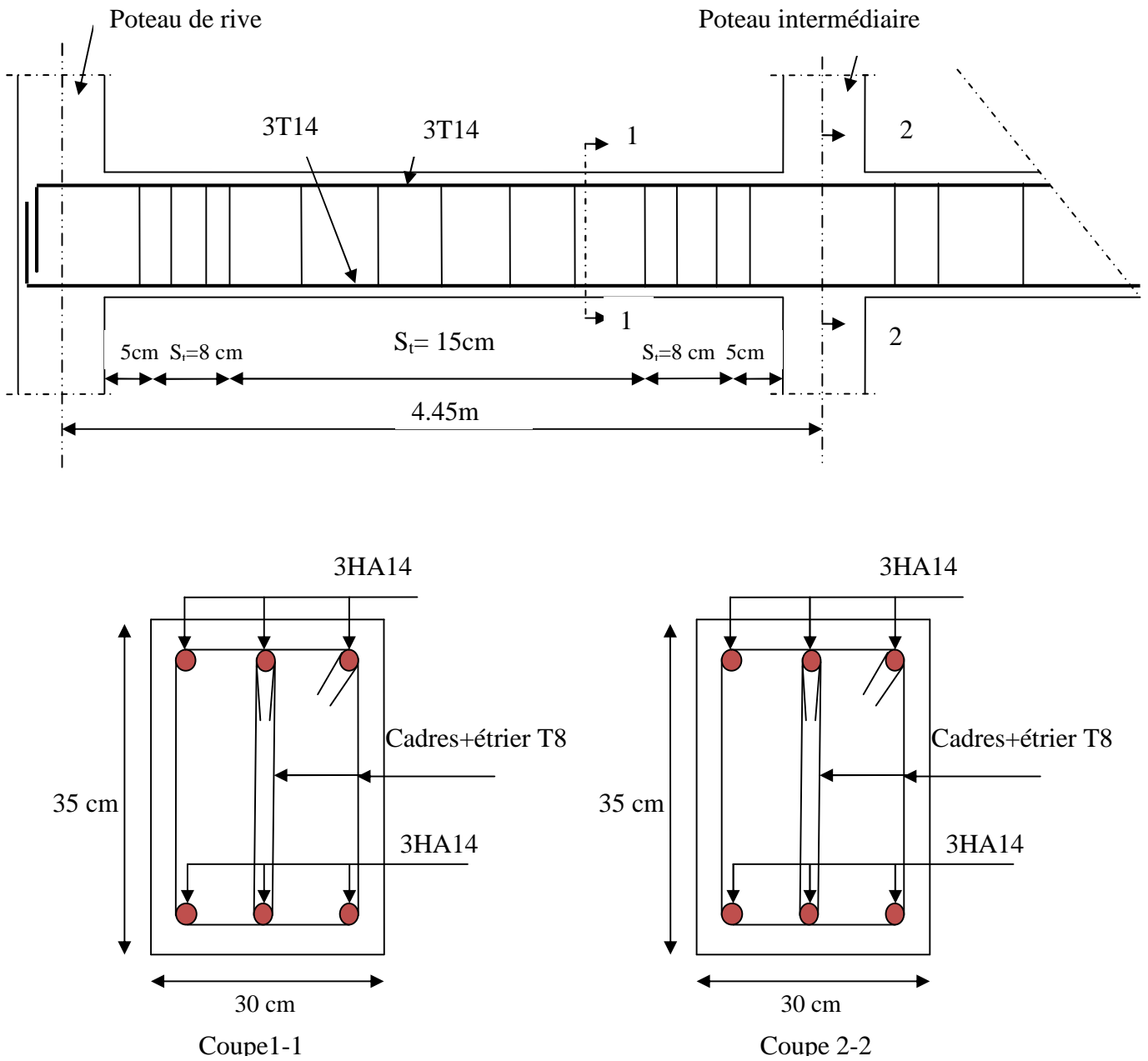


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.3. Etude des voiles de contreventement

Le RPA/99/version 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ⇒ Rupture par flexion
- ⇒ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ⇒ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (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.

b) 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 $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaire contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

d) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

d) 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
 $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_l = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingle 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.

V.3.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99

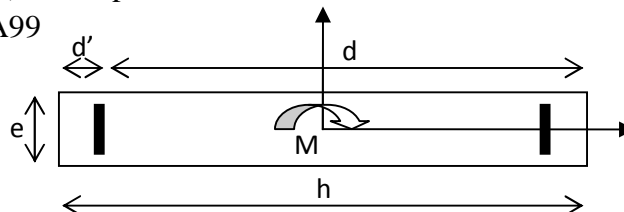


Figure V.8 : Schéma d'un voile plein

- **Armatures verticales**

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{ZT}^{\min} = 0,2\% \times e \times l_t \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{ZC}^{\min} = 0,1\% \times e \times (L - 2l_t) \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{ZG}^{\min} = 0,15\% \times e \times L \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

$$A_{bael}^{\min} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Armatures horizontales**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K=0 \text{ (pas de reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

RPA 99/Version 2003(article7.7.2)

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St \quad \text{si } \tau \leq 0,025 \times f_{c28}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0025 \times e \times St \quad \text{si } \tau > 0,025 \times f_{c28}$$

RPA 99/Version 2003 (figure7.11)

- **La longueur de recouvrement**

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \quad \text{zone qui peut être tendue.} \\ L_r = 20\Phi \quad \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{array} \right.$$

- **Règles communes**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \% \dots\dots \text{voile complet.} \\ 0.10 \% \dots\dots \text{zone courante.} \end{array} \right.$$

- **Diamètres des barres**

$$\Phi < a/10 \dots\dots \text{zone courante.}$$

- **Espacement : des barres horizontales et verticales :** $\left\{ \begin{array}{l} S_t(h) \leq 1.5 \times e \\ S_t(v) \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{V\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N^{bre} /face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armatures horizontales minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armatures horizontales pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$; A_v^{adpt} /ml : Section d'armatures adoptées par mètre linéaire

V.3.3 : Sollicitation dans les voiles

Tableau V.3.1 : Sollicitations dans le voile Vx1

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		Vu (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.sol 1	724,792	197,085	238,158	-10,50	-111,528	203,399	95,95
E.sol 2	495,374	12,324	72,419	389,815	9,169	0,0174	80,022
RDC, 1 ^{er} étage	419,216	25,153	93,501	272,669	160,919	34,644	92,63
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	318,381	41,834	87,603	187,105	90,106	14,098	93,43
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	180,881	53,611	77,884	164,323	4,664	10,910	86,39
6 ^{ème} étage	43,773	64,438	69,014	17,713	-19,039	48,787	73,72

Tableau V.3.2 : Sollicitations dans le voile Vy1

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		Vu (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.sol 1	754,746	378,994	378,994	754,746	-40,785	286,854	146,67
E.sol 2	682,216	0,461	130,915	529,68	324,346	114,882	106,35
RDC, 1 ^{er} étage	619,049	35,139	138,933	486,826	227,875	71,800	119,08
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	480,747	39,074	117,300	404,182	133,493	73,529	111,19
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	308,395	45,813	87,819	286,220	28,013	45,623	93,18
6 ^{ème} étage	121,711	53,753	57,058	13,279	-4,83	44,651	57,90

V.3.4 Ferrailage des voiles

❖ Exemple de ferrailage du voile

On prend comme exemple le ferrailage du voile du 1^{er} entre sol dans le sens y-y sous $(N_{\max}; M_{\text{cor}})$ avec $N_u^{\max} = 754,746 \text{ KN}$ et $M_u^{\max} = 378,994 \text{ KN.m}$.

➤ Armatures verticales :

$h = 1.4 \text{ m}$, $d = 0,9 \times h = 1,26 \text{ m}$, $d' = 0,14$, $b = e = 0.20 \text{ m}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,528 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0,7 \text{ m}$$

$e_G < h/2 \Rightarrow C$ est à l'intérieur de la section.

$$Mu_A = Mu_G + Nu \times (d - h/2) = 378,994 + 754,746 \times (1,26 - 0,7) = 801,651 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu \times (d - d') - Mu_A > (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$Nu \times (d - d') - Mu_A = 43,664 \text{ KN.m} = 0,436 \text{ MN.m}$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 1,42 \text{ MN.m}$$

$0,436 < 1,42 \text{ MN.m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec : $M_A = Ne_A = Mu_G + (Nu \times h/2)$

$$M_A = 378,994 + (754,746 \times 0,7) = 907,316 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = 0,2012$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \times 10^5} = 0,001656 = 1,656 \cdot 10^{-3}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,678$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,395$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,395 \Rightarrow A' = 0$$

$$Al = \frac{M_A}{z f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,2836$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,117 \text{ m}$$

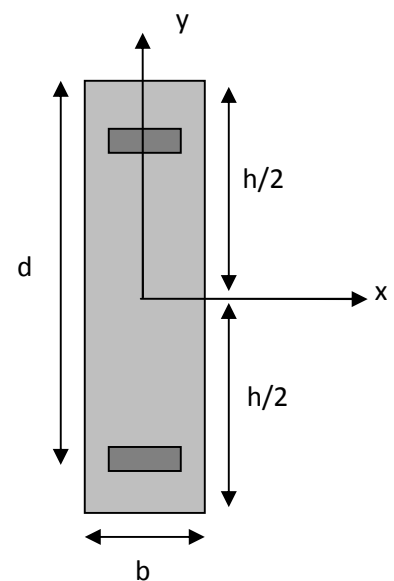


Figure V.9: Section du voile

$$Al = \frac{907,316 \times 10^3}{111,7 \times 348} = 23,341 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = Al - \frac{N_u}{f_{st}} = 23,34 \times 10^{-4} - \frac{754,746 \times 10^{-3}}{348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

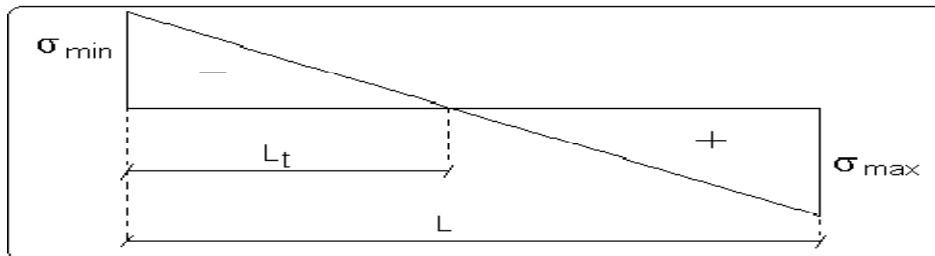
Pour calculer l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{s} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{max} = \frac{754,746 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,4} + \frac{378,994 \times 10^{-3}}{0,0457} \frac{1,4}{2} = 8,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{754,746 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,4} - \frac{378,994 \times 10^{-3}}{0,0457} \frac{1,4}{2} = -3,10 \text{ Mpa}$$

⇒ d'où la section est partiellement comprimée



$$l_t = \frac{3,10 \times 1,4}{8,5 + 3,10} = 0,37 \text{ m}$$

Après calculs sous (M_{max} et N_{cores}) et (N_{min} et M_{cores}) on aura : $A_{max}^{cal} = 7,39 \text{ cm}^2$

Avec $l_t = 0,71 \text{ m}$ (section partiellement tendue)

on choisi $A = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$

➤ Armatures horizontales

• Espacement des armatures

$$S_h \leq \min(1,5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$S_h \leq \min(30, 30 \text{ cm})$$

on prends $S_h = 15 \text{ cm}$

• La section d'armatures transversales

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times 20 \times 15}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,25\% \times e \times S_h = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,15\% \times e \times h = 4,2 \text{ cm}^2 \text{ (dans la section globale du voile)}$$

$$A_h^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

V.3.5 Vérifications

- Effort tranchant

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{V_u}{e \times d} < \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{0,14667}{0,2 \times 1,26} = 0,812 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ la condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement

- Armatures verticales minimales

$$A_{ZT}^{\min} = 0,2\% \times e \times l_t = 0,002 \times 20 \times 37 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{Zc}^{\min} = 0,1\% \times e \times (L - 2l_t) = 0,001 \times 20 \times 66 = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{ZG}^{\min} = 0,15\% \times e \times L = 0,0015 \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

$$A_{bael}^{\min} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 126 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 3,04 \text{ cm}^2 .$$

Donc on ferraille avec $A = 7,39 \text{ cm}^2$.

Tableau V.3.4 : Résultats de ferrailage du voile Vx1

Niveau		E.sol 1	E.sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ·3 ^{ème} étages	4 ^{ème} ·5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
L (cm)		100	100	100	100	100	100
B (cm)		20	15	15	15	15	15
V(KN)		95,95	80,022	92,63	93,43	86,39	73,72
τ_u (Mpa)		0,75	0,83	0,96	0,96	0,90	0,76
$\bar{\tau}$ (Mpa)		5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,43
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	8,21	0,00	0,00	0,09	0,08	0,00
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	8,47	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88
Av min/face (cm ²)		3,00	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
Av adp/face (cm ²)		10,05	5,65	5,65	3,93	3,93	3,93
N^{barre} /face		5HA16	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20
A^H cal /face (cm ² /ml)		4	1,41	1,41	0,98	0,98	0,98
A^H min/face (cm ² /ml)		3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
A^H adp/face (cm ² /ml)		5,65	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93
(N^{barre}) /face/ml		5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20

Tableau V.3.5 : Résultats de ferrailage du voile Vy1

Niveau		E.sol 1	E.sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ·3 ^{ème} étages	4 ^{ème} ·5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
L (cm)		140	140	140	140	140	140
B (cm)		20	15	15	15	15	15
V(KN)		146,67	106,35	119,08	111,19	93,18	57,71
τ_u Mpa		0,814	0,79	0,882	0,823	0,690	0,42
$\bar{\tau}$ (Mpa)		5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	0,00	0,00	0,00	3,56	0,00	0,61
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	7,39	0,00	0,00	0,00	0,61	1,1
Av min/face (cm ²)		4,2	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
Av adp/face (cm ²)		7,92	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
N ^{barre} /face		7HA12	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	20	20
A ^H cal/face (cm ² /ml)		1,98	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37
A ^H min/face (cm ² /ml)		4,2	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
A ^H adp/face (cm ² /ml)		4,71	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93
(N ^{barre} /face)/ml		6HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)		15	20	20	20	20	20

On voit bien à travers ces deux tableaux que les contraintes de cisaillement dans le béton sont vérifiées, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

V.3.5 Schéma de ferrailage des voiles

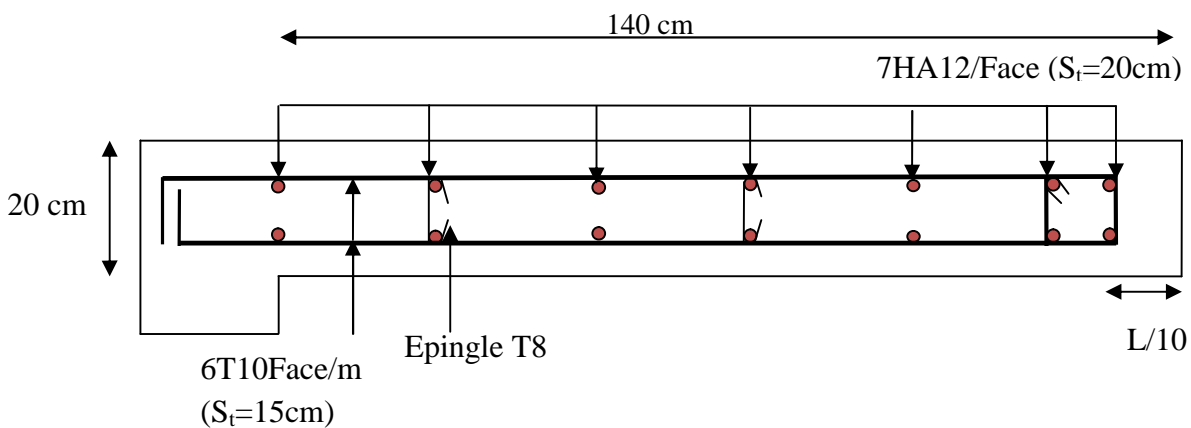


Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile Vy1 du 1^{er} entre sol

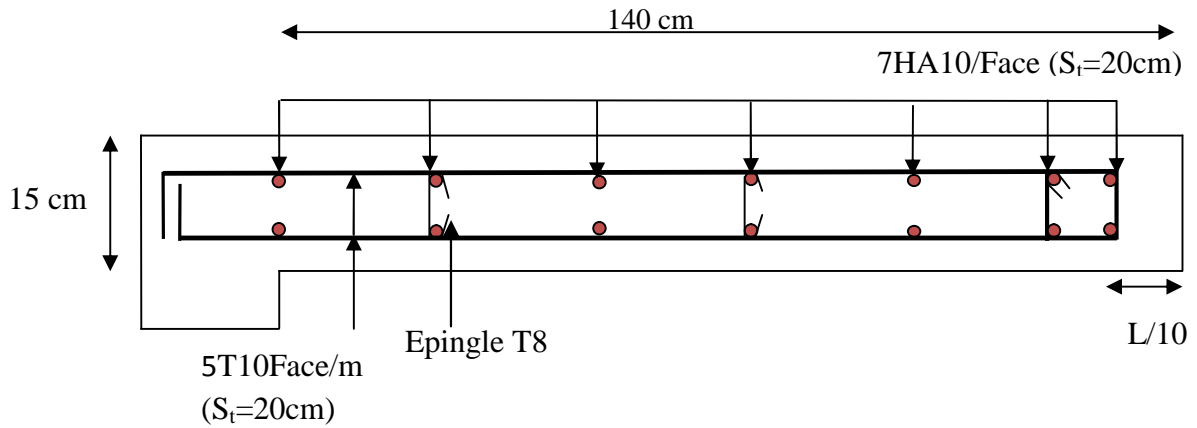


Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile Vy1 des niveaux 2 à 9

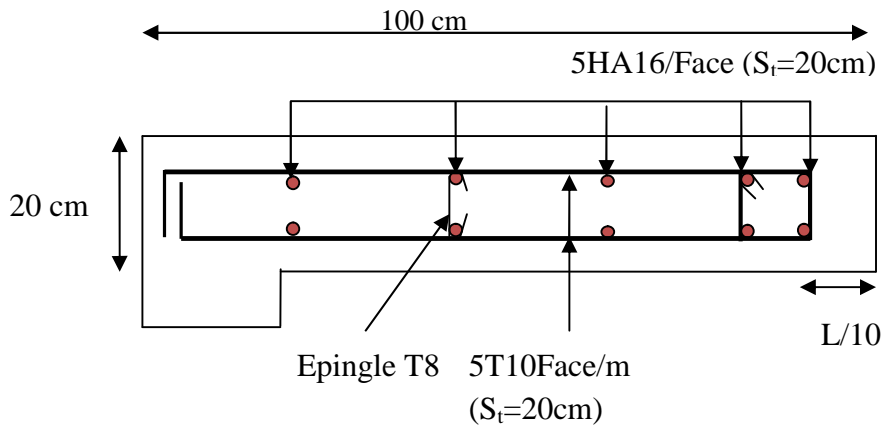


Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 du niveau 1

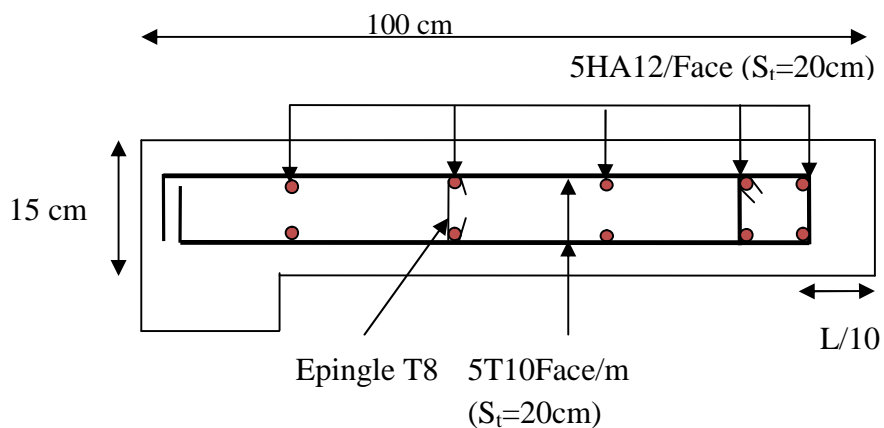


Figure V.13 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux 2 et 3

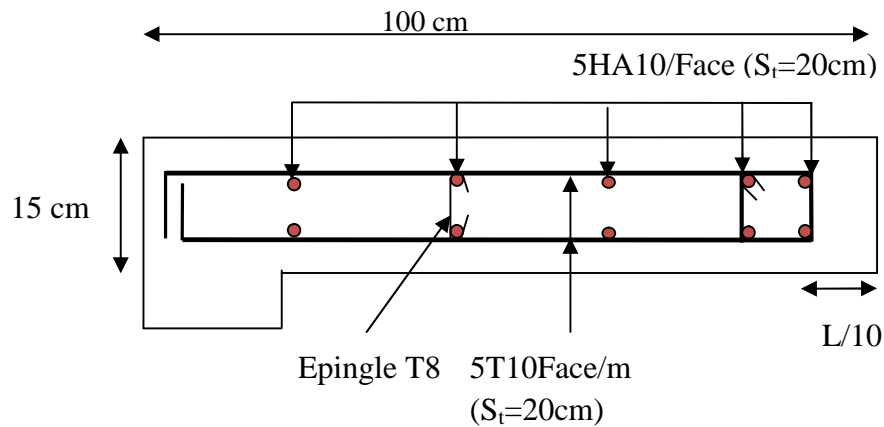


Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 des niveaux 4 à 9

V.4 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance de la structure. Ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés. Ces derniers ont été ferrailés à partir des sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000, en comparant les résultats de ferrailage obtenus par le logiciel de calcul SOCOTEC et ceux du ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes, on constate que les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent plus importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé, pour cela on peut dire que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre

6

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans de différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

❖ Fondation superficielle

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ;

Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

VI.1 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 1 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure
- La profondeur du bon sol
- La distance entre axes des poteaux

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, afin de déterminer le type de fondation adéquat à la structure on commence par la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes, si ces deux types de semelles ne conviennent pas on passe au radier général.

La semelle doit satisfaire la condition suivante $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_s$

Avec S : surface de la semelle en contact avec le sol.

N_{sup} : Effort normal à la base de poteau

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol.

VI.3 Combinaison d'action à considérer

D'après le **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées par les combinaisons d'action suivantes

VI.4 Etude des fondations

L'étude des fondations se fera pour la semelle les plus sollicitée.

VI.4.1 Vérification des semelles isolées

-Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 0.91$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} K$$

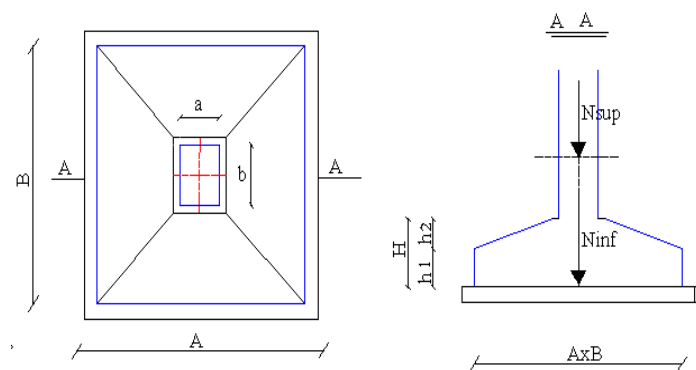


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée

N : Effort normal à la base de poteau

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

P_a = poids propre de l'avant poteau ; $P_a = 25 \times 0.5 \times 0.55 \times 1.5 = 10.31 \text{ KN}$

$N_{\text{sup}} = 1952.326 \text{ KN}$

$N = N_{\text{sup}} + P_a + P_s = 2147,10 + 10,31 + 20 = 2177,41 \text{ KN}$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{2177,41}{100} = 21,77 \text{ m} \Rightarrow B = 4,70 \text{ m.}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, et vu la longueur des travées le choix des semelles isolées est à exclure, il faut opter pour un autre type de fondation.

VI.4.2 Vérification des semelles filantes

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Résultats des charges :

$N_{\text{sup}} = 6272,28 \text{ KN}$

$P_s = 20 \times 3 = 60 \text{ KN}$

$P_a = 10,31 \times 3 = 30,93 \text{ KN}$

$N = N_{\text{sup}} + P_a + P_s = 6363,21 \text{ KN}$

$L = 9,8 \text{ m}$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6363,21}{100 \times 9,8} = 6,49 \text{ m}$$

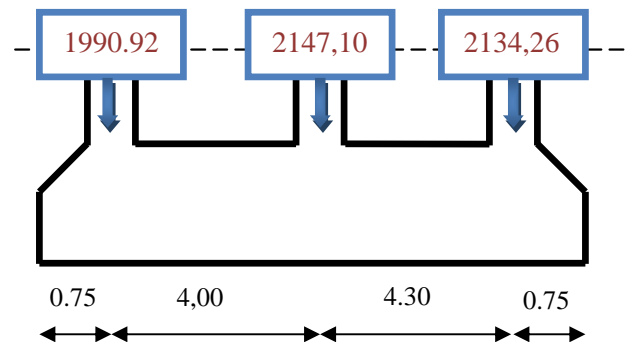


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.

Remarque

Comme le cas des semelles isolées, le risque de chevauchements est inévitable, et vu la longueur des travées le choix des semelles filantes n'est pas convenable.

Vu que les deux types de fondation ne sont pas adéquats, on opte pour un troisième type qui est le radier général

VI.5 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre de radier.

Il est choisi pour les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

VI.5.1 Pré dimensionnement du radier

1) Condition de coffrage

$L_{max} = 4,45m$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

h_t : hauteur de la nervure.

h_r : hauteur du radier

➤ La Nervure

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{445}{10} = 44,5cm \Rightarrow h_t = 45cm$$

➤ La dalle :

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{445}{20} = 22,25cm \Rightarrow h = 30cm$$

2) Condition de rigidité

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2)$$

E : Module d'élasticité du béton $E=32164,195Mpa$

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 40Mpa$

b : La largeur de l'élément considéré. On Prend une bande de 1 m.

$$De (1) \text{ et } (2) : h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,195}} = 0.62m$$

$$\Rightarrow h_t = 70cm$$

3) La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{26515,55}{100} = 265,55 m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 8,7 \times 21,15 = 184,00 \text{ m}^2$

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ L'ajout d'un débord est nécessaire.

$$D = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{P_{bat}} = \frac{265,55 - 184}{29,85} = 1,36 \text{ m}$$

Avec : P_{bat} périmètre du bâtiment

On prend $D = 1,4 \text{ m}$

Avec p : périmètre du bâtiment.

D'après le BAEL le débord doit satisfaire la condition suivante

$$D = \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 184 + 1,4 \times 59,7 = 267,58 \text{ m}^2.$$

A partir des résultats précédents on prend :

$h_t = 70\text{cm}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 30 \text{ cm}$. hauteur la dalle du radier.

$b_0 = 55\text{cm}$ (la largeur de la nervure).

VI.5.2 Détermination des efforts à la base du radier

➤ Combinaison de charge

A l'ELU : $N_u = 26393,84 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = 16466,45 \text{ KN}$

VI.5.3 Les vérifications nécessaires

• Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93(article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{BAEL (Art A5.2,42)}$$

N_u : Effort normal de calcul transmis par le poteau,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier $\mu_c = 2 \times (A+B)$

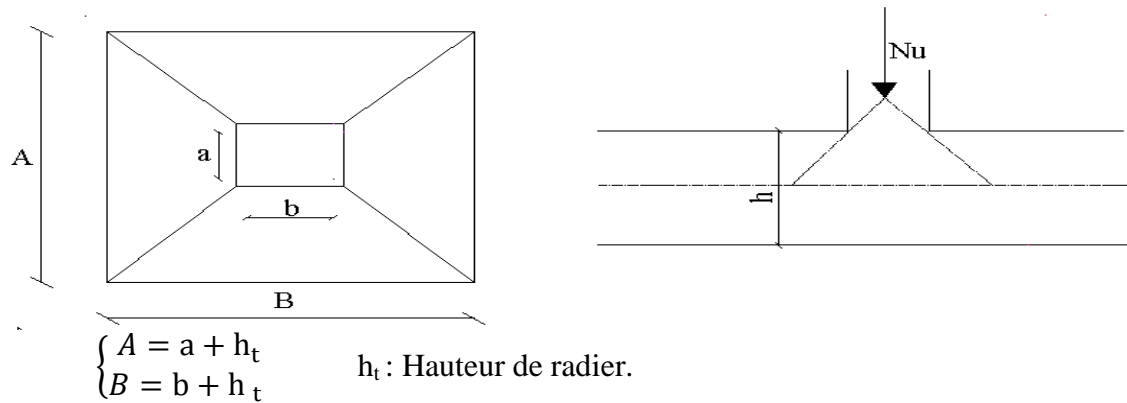


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = 2 \times (A+B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.7 \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.7 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 4.9\text{m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2147,107 \text{ KN} \leq Q_u = 0,045 \times 4,9 \times 0,7 \times \frac{25000}{1.5} = 2572,5 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art 3.241(a))**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x-x

✓ **A l'ELU**

$$N_u = 26393.84 \text{ KN}$$

$$M = 2759.42 \text{ KKN.m} ; Lx = 22.25\text{m} ; S = 267.58\text{m}^2.$$

$$e = 0.105$$

$$\sigma_{\max} = 99.95 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 94.39 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 99.95 + 94.39}{4} = 98.56 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 100 \text{Kpa} \quad \text{verifiée}$$

✓ **A I'ELS**

$$N_s = 16466.45 \text{KN}. \quad M = 1565.28 \text{KKN.m} ; L_x = 22.25 \text{m} ; S = 267.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.095$$

$$\sigma_{max} = 65.57 \text{Kpa}.$$

$$\sigma_{min} = 57.51 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 65.57 + 57.51}{4} = 63.55 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 100 \text{Kpa} \quad \text{verifiée}$$

Sens Y-Y

✓ **A I'ELU**

$$N_u = 26393.84 \text{KN}. \quad M = 2349.56 \text{KN.m} ; L_y = 8.7 \text{m} ; S = 267.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.09.$$

$$\sigma_{max} = 99.53 \text{Kpa}.$$

$$\sigma_{min} = 94.81 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 99.53 + 94.81}{4} = 98.34 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 100 \text{Kpa} \quad \text{verifiée}$$

✓ **A I'ELS**

$$N_s = 16466.45 \text{KN}. \quad M = 1145.82 \text{KN.m} ; L_x = 8.7 \text{m} ; S = 267.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.069.$$

$$\sigma_{max} = 64.47 \text{Kpa}.$$

$$\sigma_{min} = 58.61 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 64.47 + 58.61}{4} = 63.005 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 100 \text{Kpa} \quad \text{verifiée}$$

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N_u \geq p = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1.5$ coefficient de sécurité.

$H = 2 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage

$S = 267.58 \text{ m}^2$: surface du radier.

$\gamma_w = 20 \text{KN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N_u = 26000.87 \text{ KN}$$

$$N_u \geq P = 1.5 \times 1.5 \times 267.58 \times 20 = 12041.1 \text{ KN la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification au renversement**

Selon le RPA99/version2003 on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L(x, y)}{4}$$

Sens x-x

$$e = 0.095 \text{ m} < 5.29 \text{ m} \quad \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$e = 0.069 \text{ m} < 2.175 \text{ m} \quad \text{vérifiée}$$

VI.5.4 Etude de la dalle du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

VI.5.4.1 Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 4.30 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{4.45} = 0.97$$

$\rho > 0.4$ Donc le panneau travaille dans les deux sens

$$\Rightarrow ELU: \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \text{ Annexe 2}$$

$$\Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \text{ Annexe 2}$$

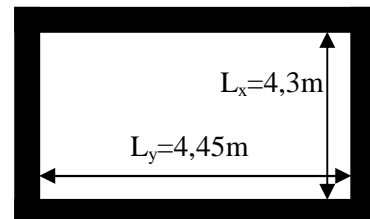


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

1) Calcul des sollicitations

$$\Rightarrow N_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1,35G_0 = (26393,84/267,58) + 10,12 = 108,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow N_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 = (16446,45/267,58) + 7,5 = 68,96 \text{ KN/m}^2$$

2) Calcul des moments

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times L^2 \times q_{mu} \Rightarrow M_x^u = 78,82 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^u = 73,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} M_x^s = \mu_x \times L^2 \times q_{ms} \Rightarrow M_x^s = 59,29 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^s = 56,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Les moments corrigés :**➤ ELU :**

En travée $M_{tx}^u = 0.85M_x = 66.99 \text{ KN.m}$ et $M_{ty}^u = 0.85M_y = 64,44 \text{ KN.m}$

En appuis $M_{ax}^u = -0.5M_x = -33,495$ et $M_{ay}^u = 0.5M_y = -32,22 \text{ KN.m}$

➤ ELS :

En travée $M_{tx}^s = 0.85M_x = 50,39 \text{ KN.m}$ et $M_{ty}^s = 0.85M_y = 48,09 \text{ KN.m}$

En appuis $M_{ax}^s = -0.5M_x = 25,19 \text{ KN.m}$ et $M_{ay}^s = -0.5M_y = -24,04 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \cdot h = (1 \cdot 0,3) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

On a une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc la valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour des aciers HA feE400 ($\rho_0 = 0.0008$)

$$A_x = \frac{0.0008(3-0.92) \times 100 \times 30}{2} = 2.496 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Résumé de Ferrailage du radier

Sens	Localisation	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{opté}$ (cm^2/ml)
X-X'	Travée	66,99	7,40	2.496	6HA16=12,06
	Appuis	-33,49	5,17	2.496	6HA12=6.79
Y-Y'	Travée	64,44	7,10	2.4	6HA16=12,06
	Appuis	-32,22	3,5	2.4	6HA12=6.79

VI.5.4.2 Vérifications nécessaires

➤ **A l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{108,75 \times 4,3}{2} = 157,44 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 161,31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{161,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,7 \times f_{c28}}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérfications à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	50,39	7.45	69501	5,40	15	Vérifiée
	En appuis	25,19	6.53	54069	3,04	15	Vérifiée
Sens yy	En travée	48,09	7.45	69501	5,15	15	Vérifiée
	En appuis	24,04	6.53	54069	2,90	15	Vérifiée

• **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	50,39	8,23	82314,79	172,35	201,83	Vérifiée
	En appuis	25,19	6,53	54069	143,05	201,83	Vérifiée
Sens yy	En travée	48,09	8,23	82314,79	164,48	201,83	Vérifiée
	En appuis	24,04	6,53	54069	136,51	201,83	Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ est vérifiée

- **Espacement des armatures**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par le (BAEL91 modifiées 99/A.8.2, 42).

$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow$ on prend $St = 15\text{ cm}$

VI.5.3 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

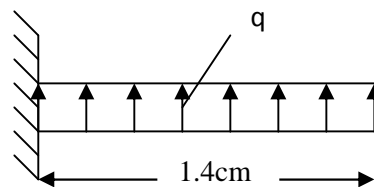


Figure VI.5. Schéma statique du débord

VI.5.3.1 Sollicitation de calcul

➤ **A L'ELU :**

$$q_u = 108,75 \text{ Kn}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{108,75 \times 1.4^2}{2} = 106,57 \text{ KN.m}$$

➤ **A L'ELS:**

$$q_s = 68,96 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{68,96 \times 1.4^2}{2} = 67,58 \text{ KN.m}$$

VI.5.3.2 Calcul des armatures

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les armatures dans le débord

	M (KN.m)	A cal (cm²)	A min (cm²)	A_{adpt/ml} (cm²)
Débord	106,57	12,00	3.26	6HA16 = 4.52

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 152,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{152,25 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,27} = 0,4 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \text{ la condition est vérifiés donc pas de}$$

risque de cisaillement

VI.5.4 Ferrailage des nervures

VI.5.4.1 Détermination des efforts

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

.Distribution des charges :

Les charges trapézoïdales : $Q_{ue} = \frac{1-\rho^2}{3} \times \frac{q_u \times L}{3}$: charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale

Les charges triangulaires : $Q_{ue} = Q_u \times \frac{L}{3}$: charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Les nervures sont des poutres continues et de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple, Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée

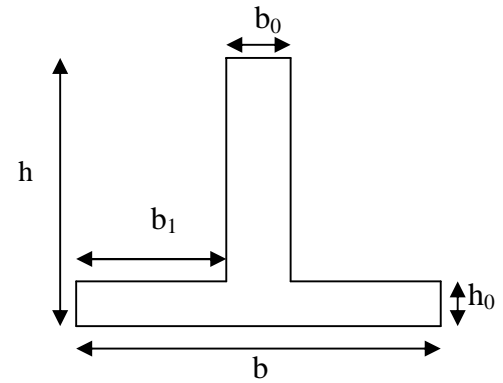
VI.5.4.2 Ferrailage :

$$q_u = 108,75 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 68,96 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 67,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$b = b_0 + 2 \times b_1 = 0,55 + 0,8 = 1,35 \text{ m}$$



Le ferrailage se fera avec les moments M^{\max} , aux appuis et en travées pour une section en T avec : $b_0 = 55 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$; $b = 135 \text{ cm}$

Tableau VI.5 Résumé de ferrailage des nervures

Sens	Zone	M_u (KN.m)	A_{calc} cm^2	$A_{\text{adoptée}}$ cm^2
X-X	Travée	581,451	20,71	8HA20 = 25,13
	Appuis	363,407	12,05	8HA16 = 16,08
Y-Y	Travée	508,412	18,02	4HA20+4HA16 = 20,61
	Appuis	407,187	14,34	8HA16 = 16,08

VI.5.4.3 Vérifications nécessaires➤ **A l'ELU**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 63 \times 2,1}{400} = 4,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armature transversales**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,667 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et deux étriers de $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17,5; 12; 14) = 12 \text{ cm} . \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.6 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
X-X	718,64	2,07	Vérifiée
Y-Y	725,98	2,09	Vérifiée

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

➤ **A P'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.} \quad (\text{A.4.5.32})$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures.

sens	Localisation	Mt (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	273,11	7,71	15	196,79	201,6	Vérifiée
	Appuis	170,69	5,62	15	187,93	201,6	Vérifiée
y-y	Travée	239,29	7,22	15	200,91	201,6	Vérifiée
	Appuis	191,61	6,31	15	198,97	201,6	Vérifiée

VI.5.4 Schémas de Ferrillages :

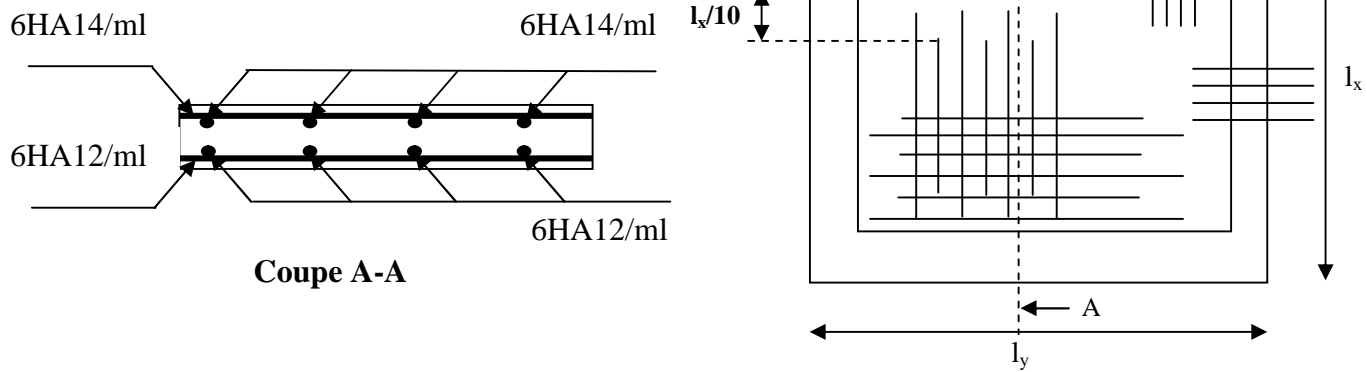


Figure VI.6 schéma de ferrillage du radier

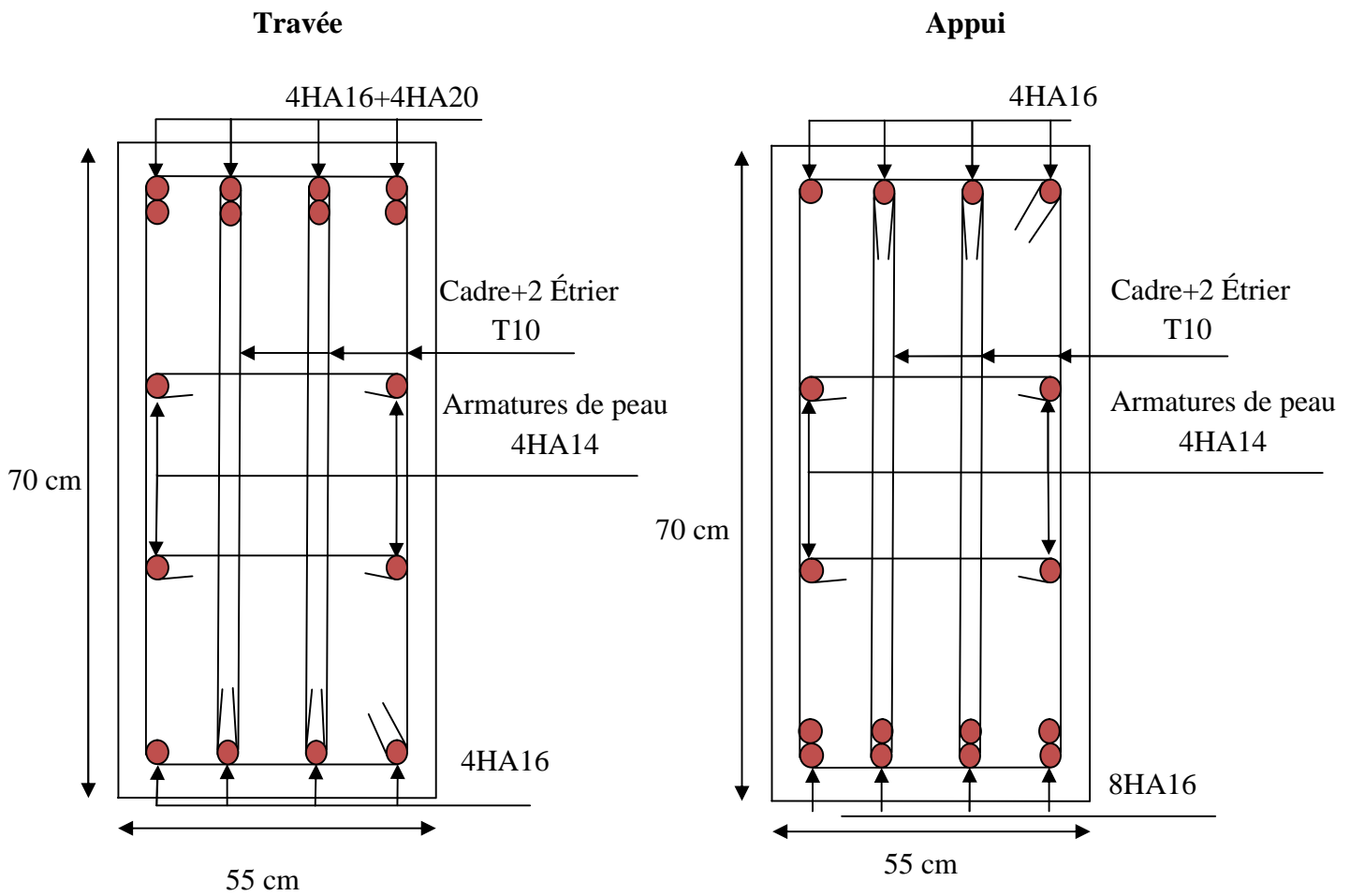


Figure VI.7 Schéma de ferrillage de la nervure Sens y-y

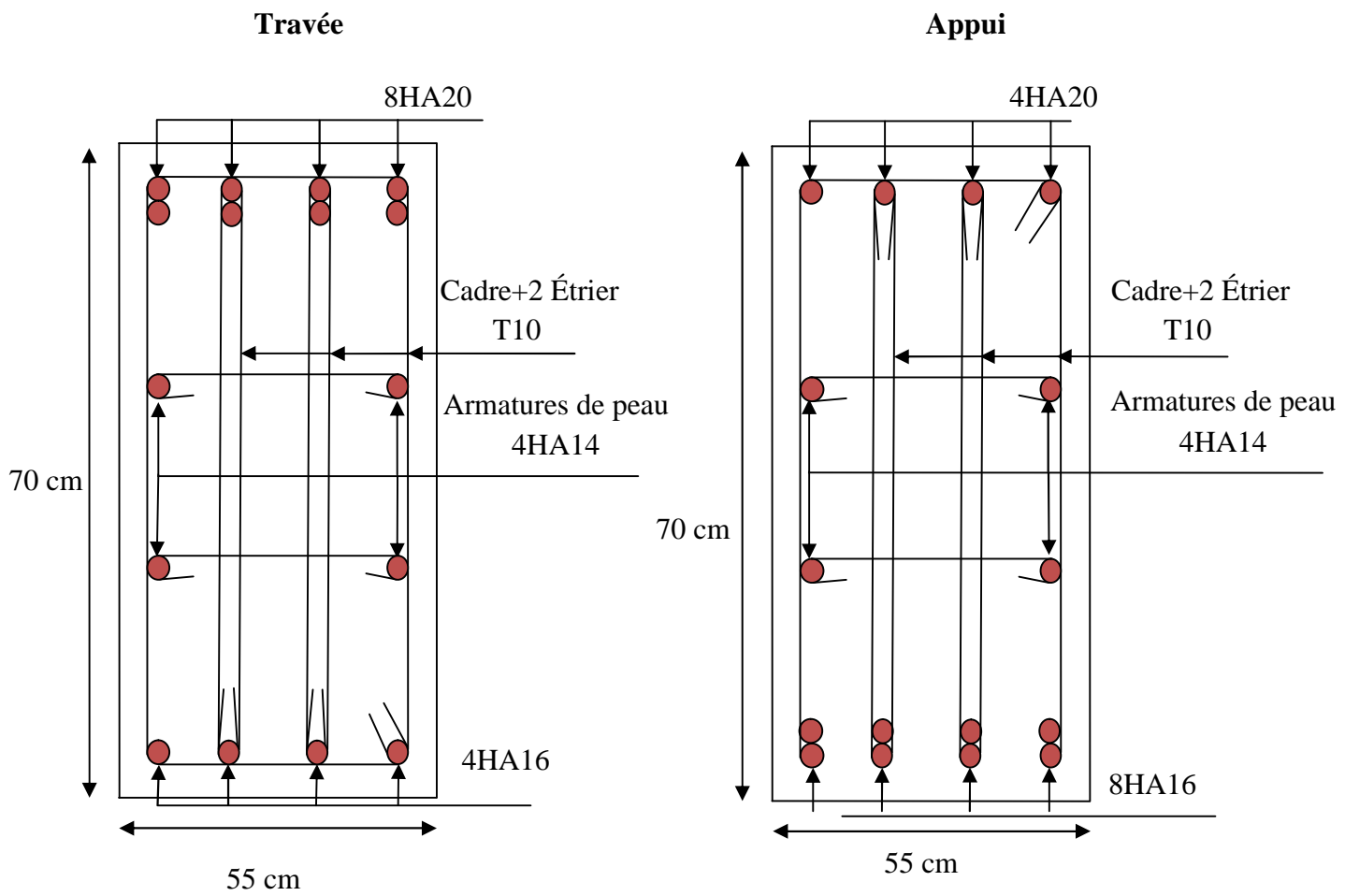


Figure VI.7 Schéma de ferrailage de la nervure Sens x-x

VI.6 Etude du mur adossé

Introduction

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures en dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, le voile est un panneau vertical en béton armé entourant une partie de l'immeuble destiné à soutenir la l'action des poussées des terres, il doit satisfaire les exigences minimales du RPA :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1 Dimensions du mur

✓ H= 7.17 m

✓ L=4,45

✓ e = 20 cm \geq e_{min}=15cm RPA 99 V 2003 (article 10.1.2)

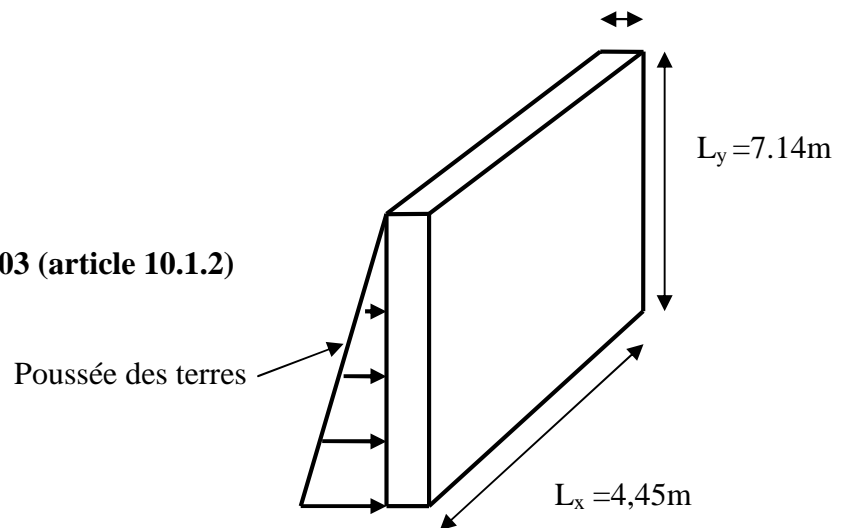


Figure VI.8 : Dimensions du mur de soutènement

VI.6.2 Caractéristique du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique : } \gamma = 20 \text{KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 17.5^\circ \\ \text{Cohésion du sol : } c = 2.5 \text{KN/m}^2 \\ \text{Contrainte admissible de sol : } 100 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

VI.6.3 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

$$\sigma_G(z) = H \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$\sigma_G(z) = 7.14 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2}) - 2 \times 2.5 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2})) = 50.6 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Eventuelle Surcharge :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_Q(z) = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\sigma_Q(z) = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.4 Ferrailage du mur

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis. Pour le calcul on considère uniquement le panneau le plus défavorable

Calcul à l'ELU :

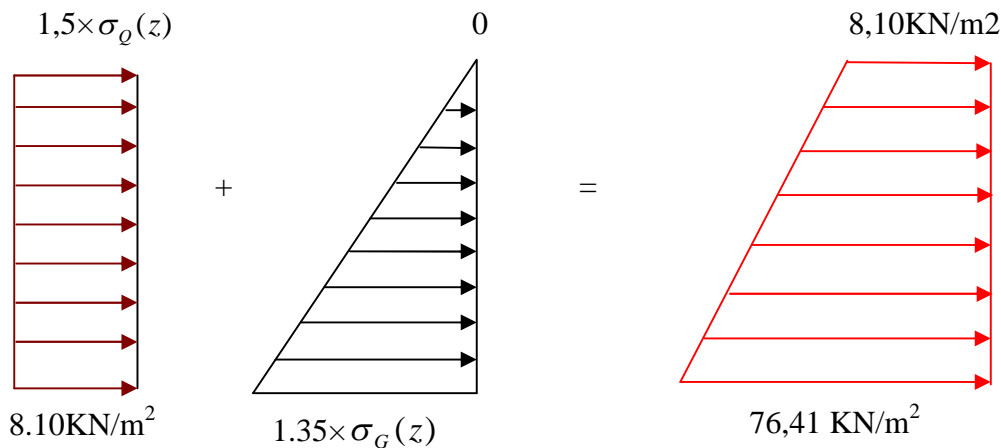


Figure VI.9 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 59,33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 59,33 \text{ KN/ml}$$

le ferrailage se fera pour une bonde de 1ml d'épaisseur 20 cm et de hauteur 7,14 m

Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

A ELU : ($v = 0$)

$$\rho = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 93.29 \text{ KN.m}$$

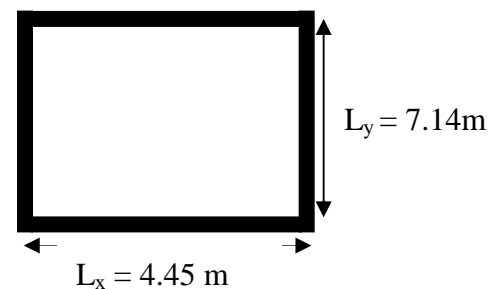


Figure. VI.10 .Le panneau le plus sollicité.

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 29.90 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 79.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 25.42 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -46.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -46.65 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le RPA.

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 100 \times 20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 : Section des armatures du voile à l'ELU

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	79.30	0.172	0.238	0.163	13.99	2	10T14=15.4	10
	YY	25.42	0.055	0.071	0.175	4.17	2	10T10=6.78	10
Appui		46.65	0.101	0.134	0.170	7.89	2	10T12=11.3	10

➤ **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

VI.6.5 Vérifications :

➤ **A l'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_u > A_{min}$ condition vérifiée.

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

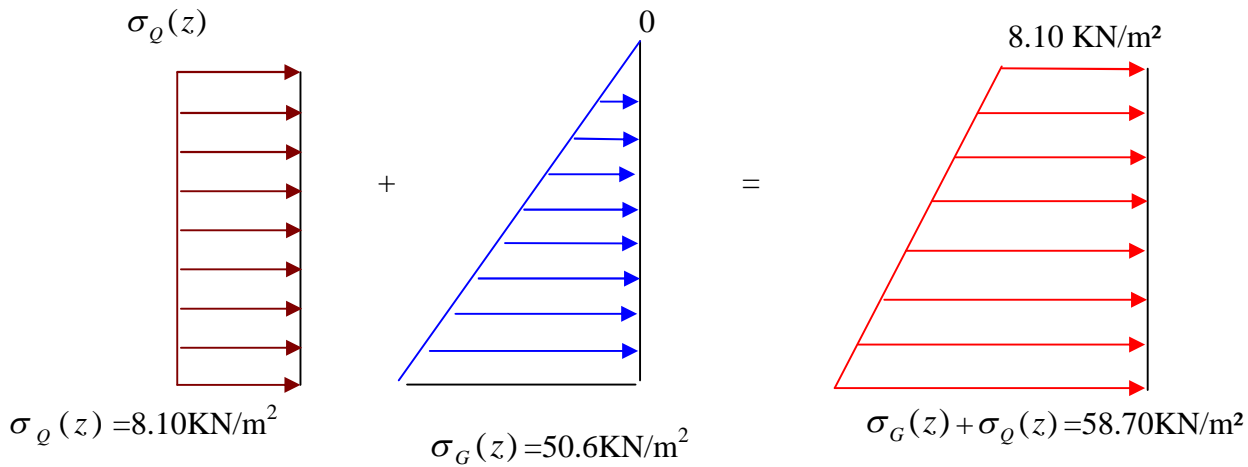
Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

On a $V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} = 211.81 \text{ KN}$.

$\tau_u = \frac{211.81}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

➤ **Calcul à l'E.L.S**



$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 46.05 \text{ KN} / m^2$

$qs = \sigma_{moy} \times 1ml = 46.05 \text{ KN} / ml$

A ELS : ($v = 0.2$)

$\rho = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$ (Annexe I)

$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 76.96 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 37.65 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 65.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 32 \text{ KN.m}$$

a) Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -38.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5M_0 = -38.48 \text{ KN.m}$$

- **vérification des contraintes**

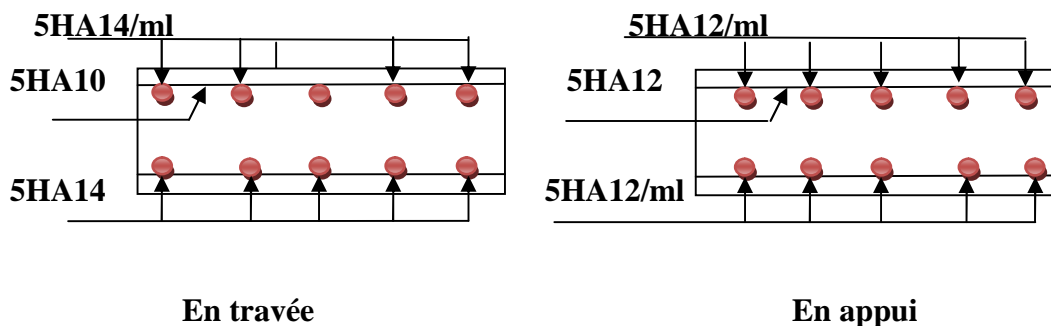
- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	79.30	5.5	1689.55	4.58	185.58	Vérifier
	YY	25.42	2.42	1456.83	2.37	122.75	Vérifier
Appuis		46.65	4.30	15375.61	3.11	135.87	Vérifier

VI.6.6 Schéma de ferrailage du mur de soutènement

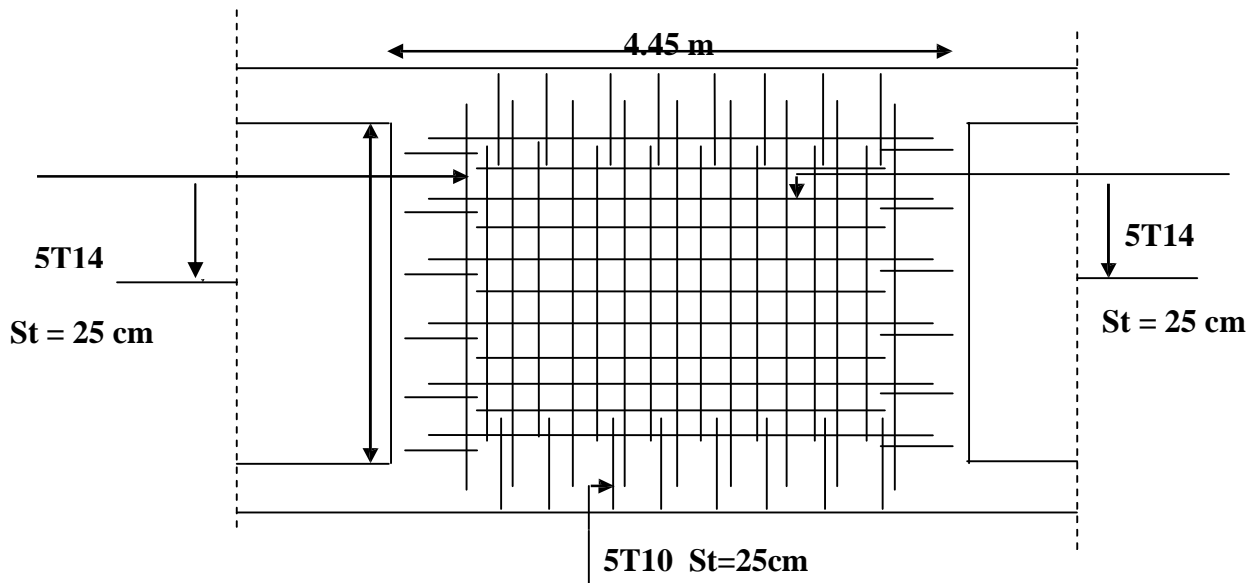


Figure VI.11 : schéma de ferrailage du mur

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 au caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on est passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites. nous somme ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

Conclusion

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Comme un début ce travail est notre première expérience dans l'étude des bâtiments, grâce à lui nous avons pris connaissance des différentes étapes à suivre lors de l'étude d'une structure quelconque, durant ce travail nous avons appris à nous servir des différents documents liés au domaine du génie civil comme le DTR BC et le RPA, et nous avons utilisé des logiciels d'une grande utilité comme le SAP 2000 avec le quel nous avons modélisé la structure et le logiciel de calcul SOCOTEC avec lequel nous avons calculé les sections de ferrailage d'une manière rapide et correcte.

Les difficultés rencontrées durant ce travail nous ont poussés à se documenter et à se renseigner, ce qui nous a permis d'apprendre des méthodes de calcul que nous n'avons pas eu connaissance avant, et de nous servir de l'outil informatique.

Avec le logiciel SAP 2000 nous avons créé une simulation proche du réel de la structure contreventée par un système mixte, les résultats de cette étude nous ont permis d'observer et de comprendre le comportement des structures vis-à-vis des actions sismiques,

Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous nous sommes aperçus que leur disposition est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure.

Durant ce travail, nous ne sommes pas limités au calcul mais on a veillé à ce que les résultats obtenus soient cohérents avec le côté pratique.

Enfin, nous espérons qu'avec ce modeste travail nous pourrions contribuer au travail et aux projets des promotions à venir et que nous puissions leur être utiles.

Annexes

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

		u/Lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

ANNEXE 4

Caractéristiques générales

Dimensions : en simplex
 (pour les dispositions en batterie, consulter le table T31)
 Nombre de faces de service : simple accès
 Distance mini entre niveaux : 255 cm

Réaction : collective (essentielle sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)

Portes : automatiques

Hauteur sous dalle (Z) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (P) en kVA	Réaction maxi en daN local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V In	Id	TRI 380 V In	Id		FC	DM	PM
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3600	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3600	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	95	41	30000	11000	1500
433 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12800	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33000	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	510	96	307	130	36000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	260	520	260	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

Système attribué par le Comité National de l'Ascenseur pour la Réhabilitation des Handicapés (CNAH) sous le numéro 0011. Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-011 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises sans le contrôle d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

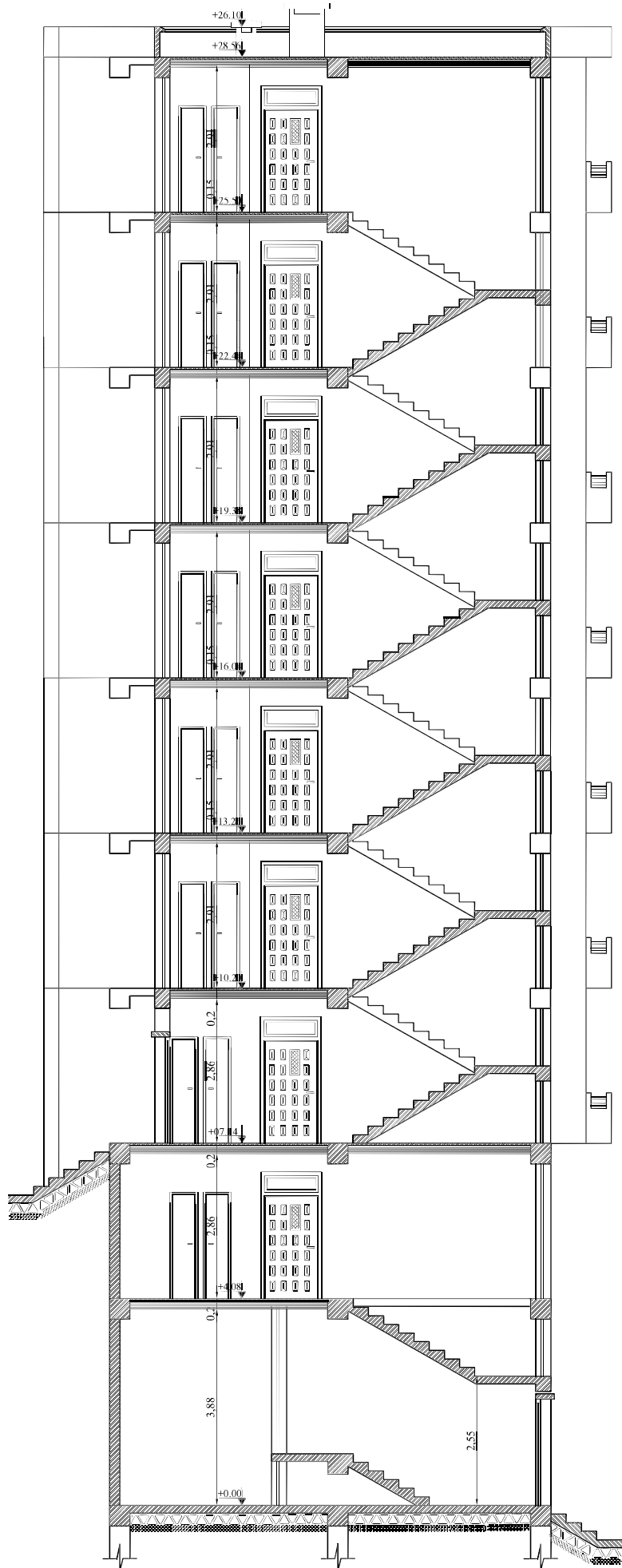
Tableau des Armatures en (cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

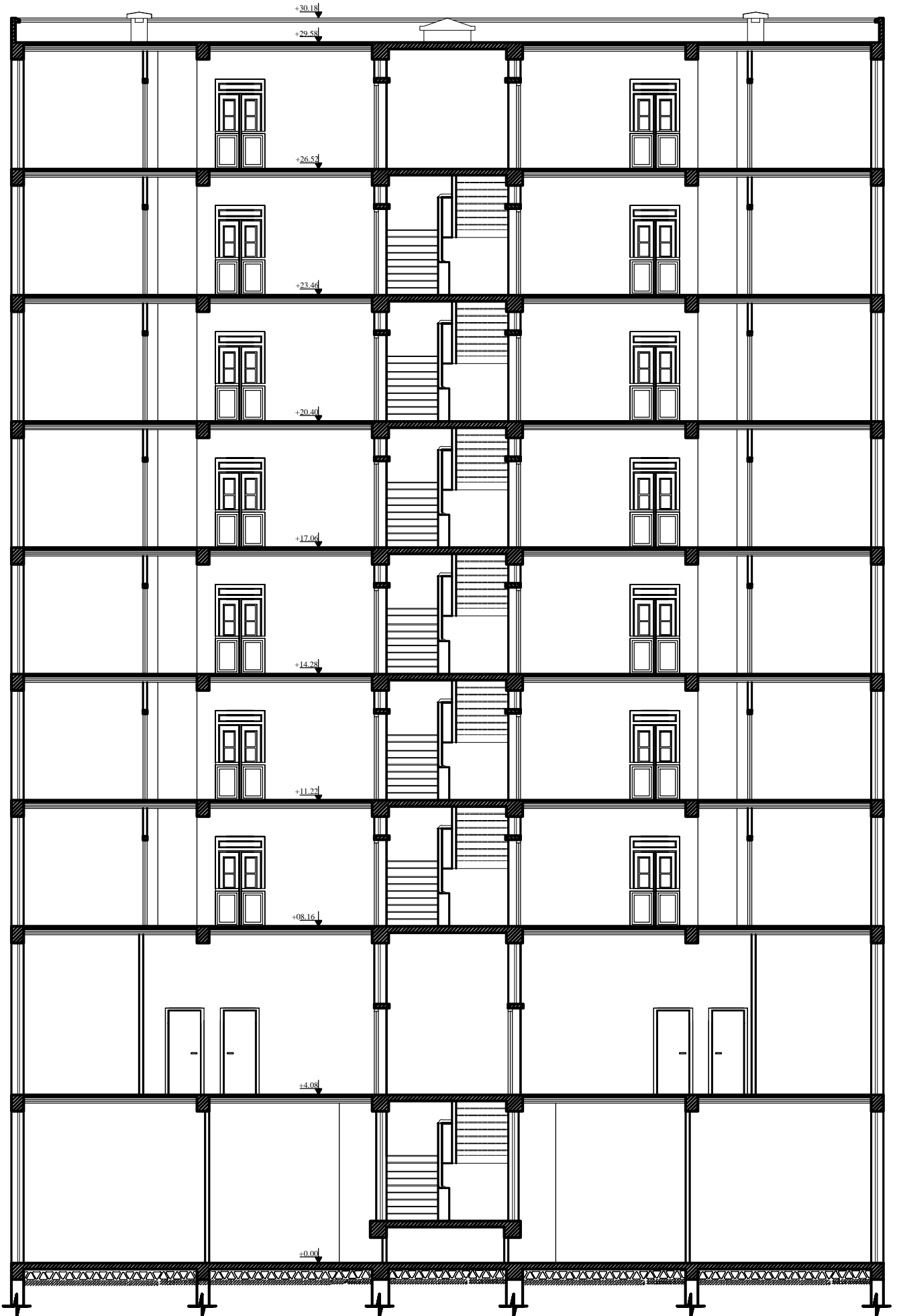
BIBLIOGRAPHIE

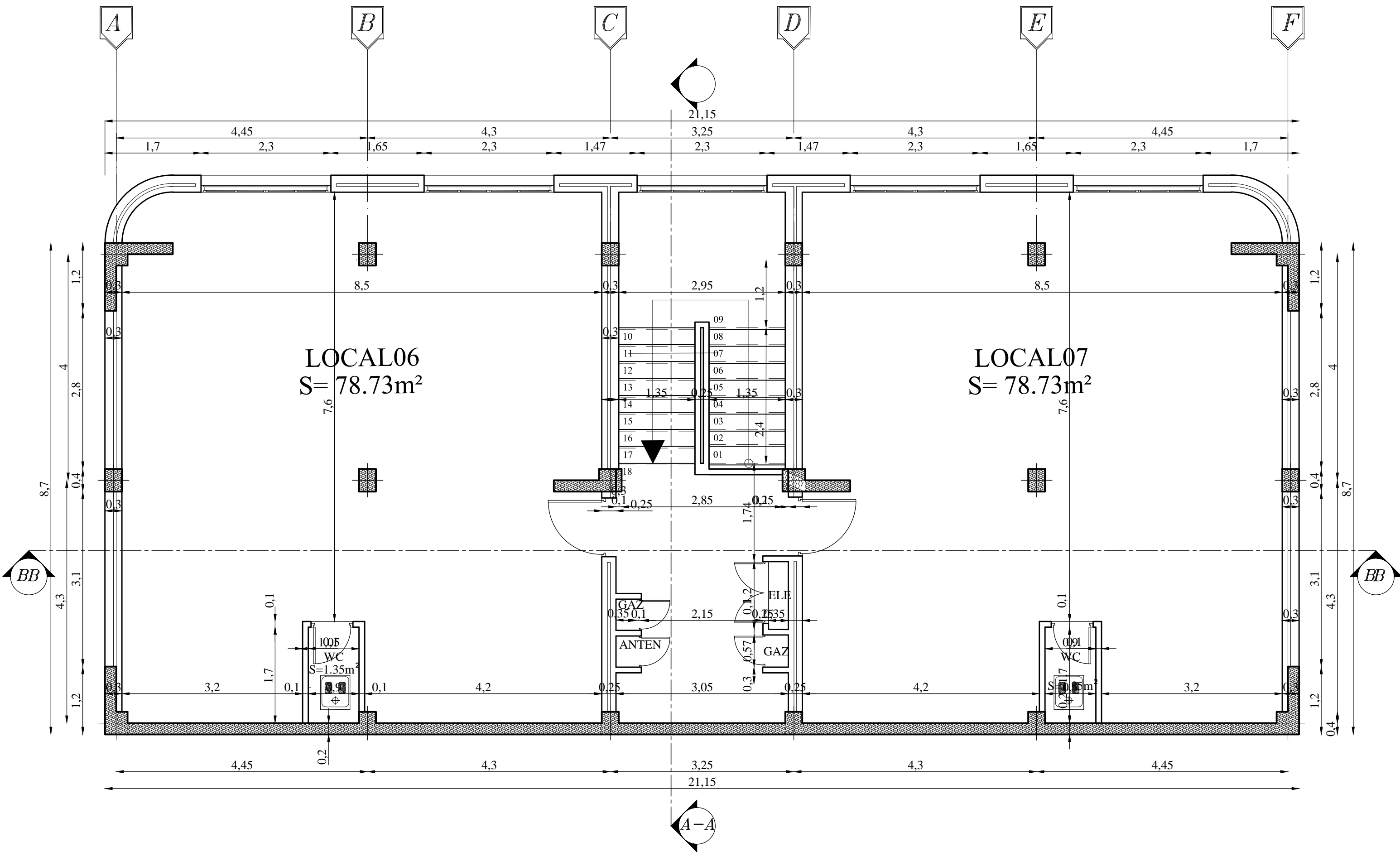
- ❖ Jean Perchat BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage ; édition 1997 ».
 - ❖ CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
 - ❖ Ministre de l'habitat DTR BC 2.48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
 - ❖ Ministre de l'habitat et de l'urbanisme DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
 - ❖ Ministre de l'habitat D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».
 - ❖ Mr .Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Cahiers de cours de 3^{ème} année et Master1
- ❖ Anciens mémoires de fin d'études.
 - ❖ Logiciels Utilisés.
 - SAP 2000 V 14.2
 - SOCOTEC

COUPE AA

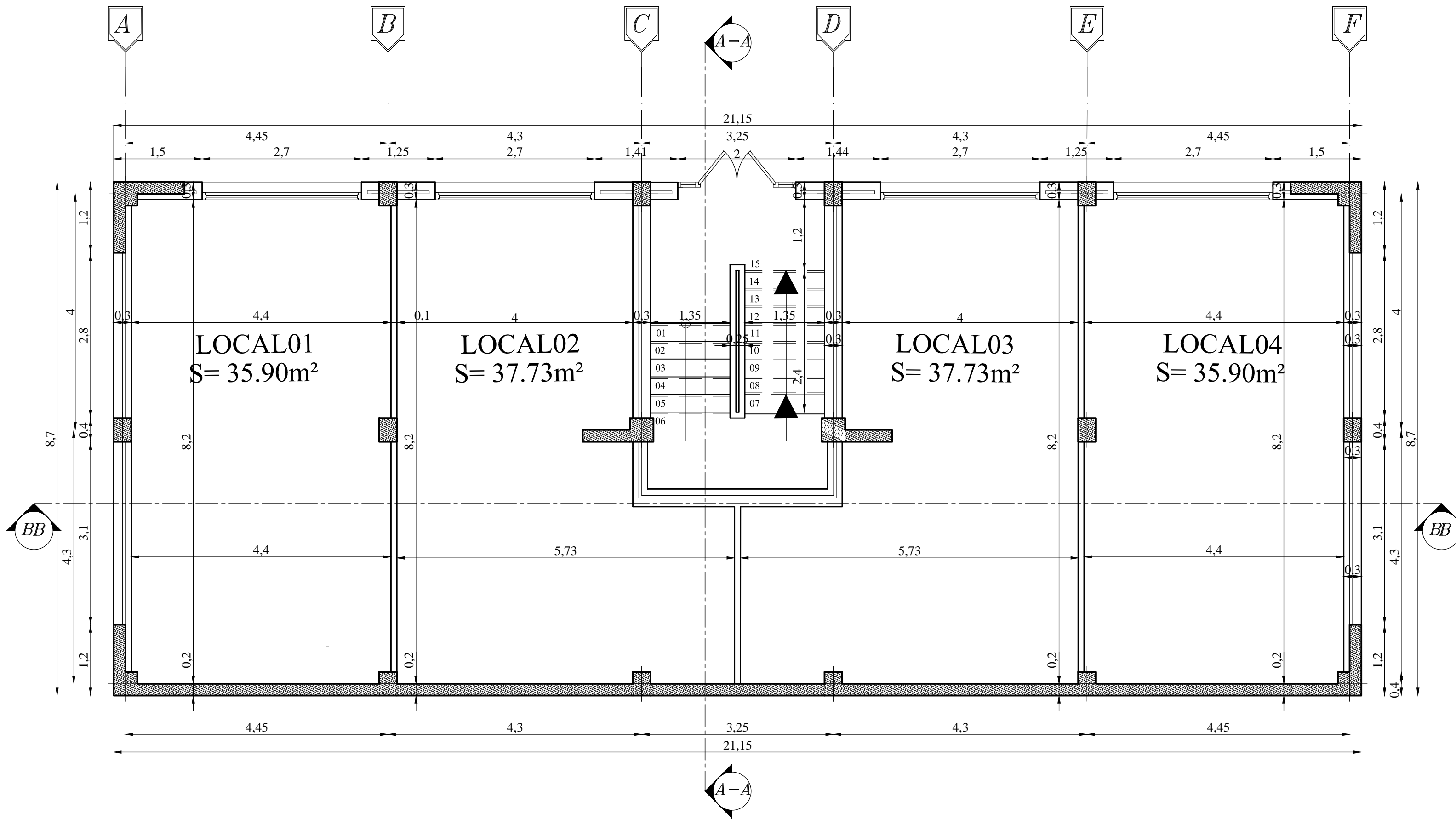


COUPE BB

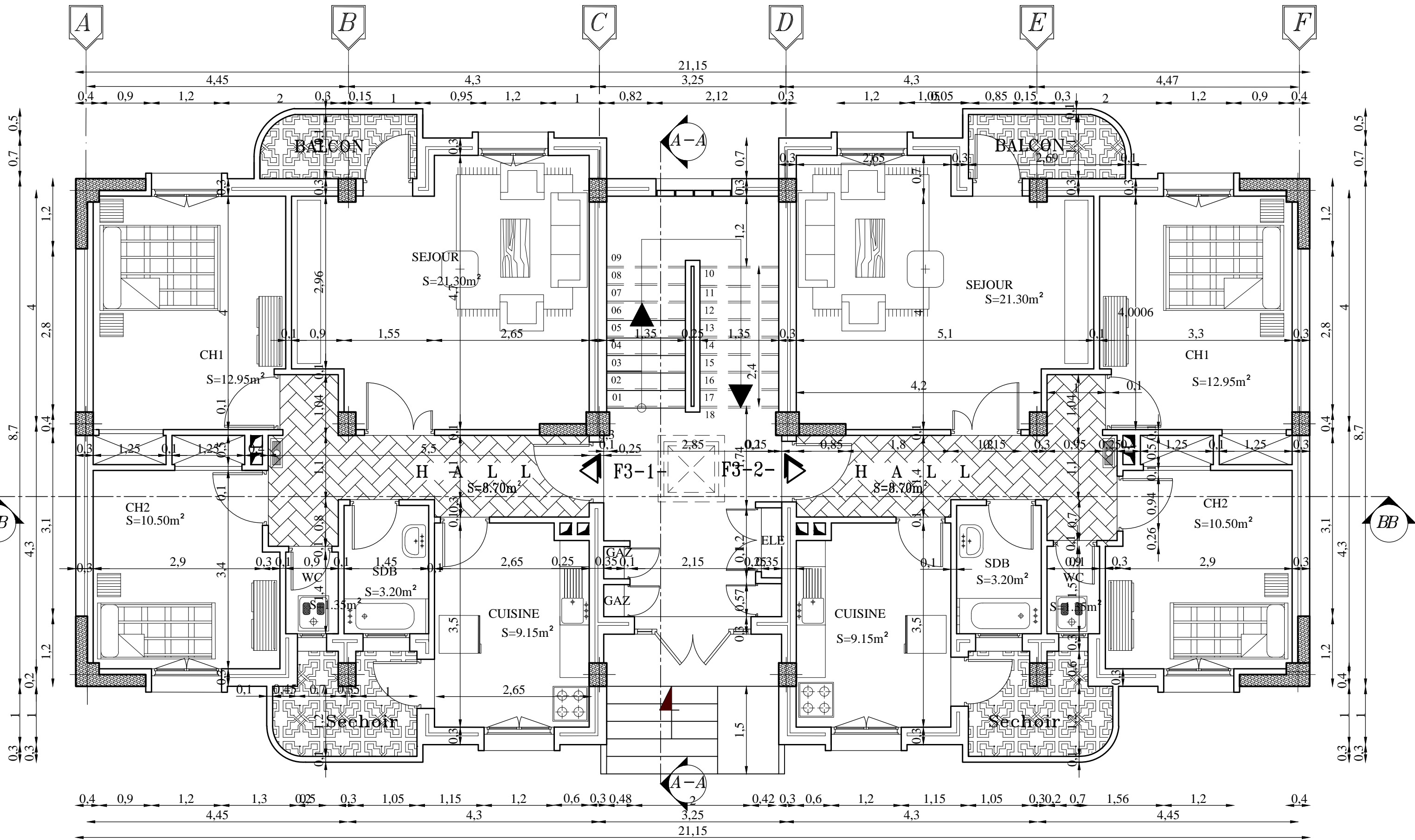




PLAN RDC

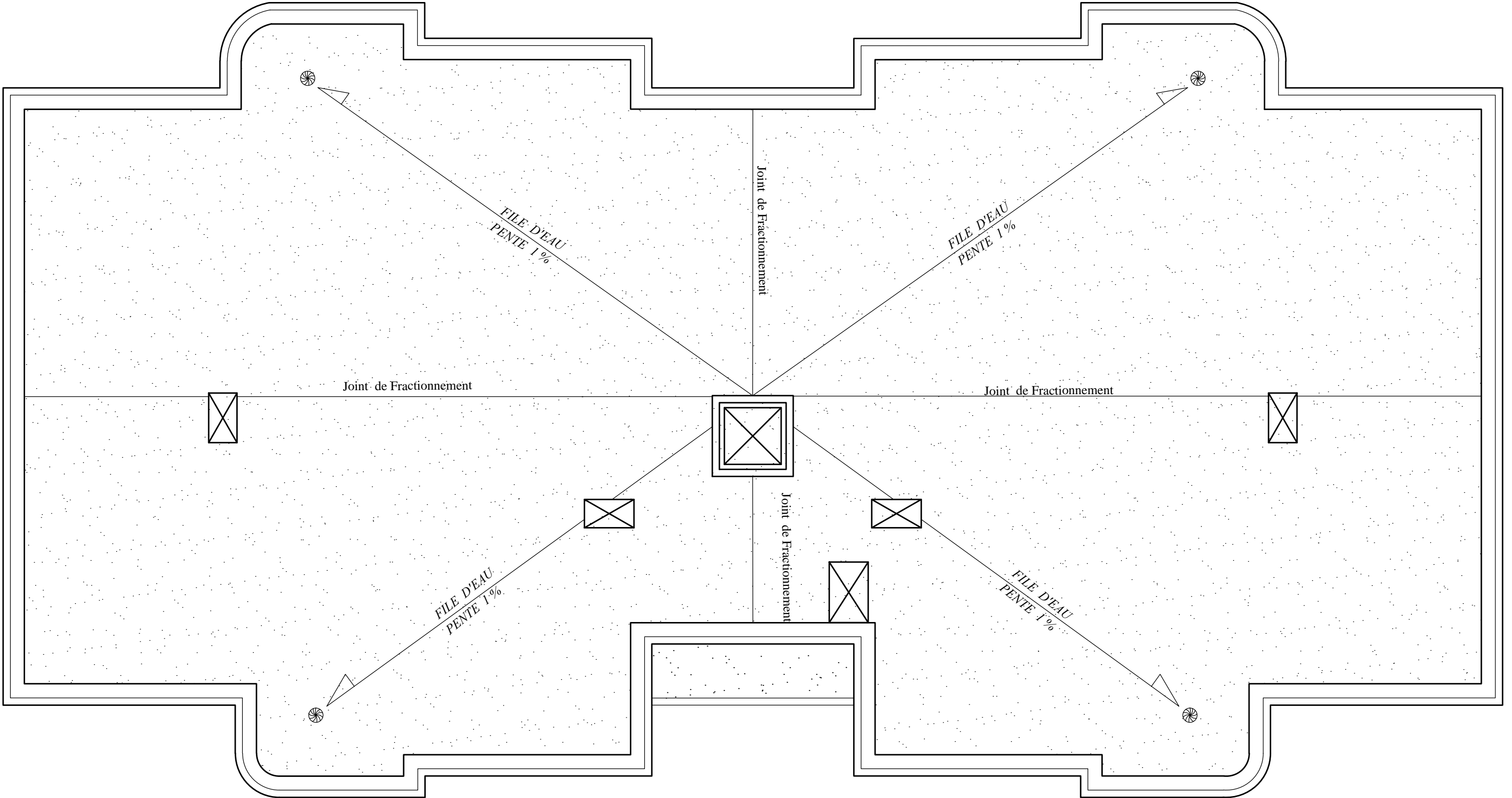


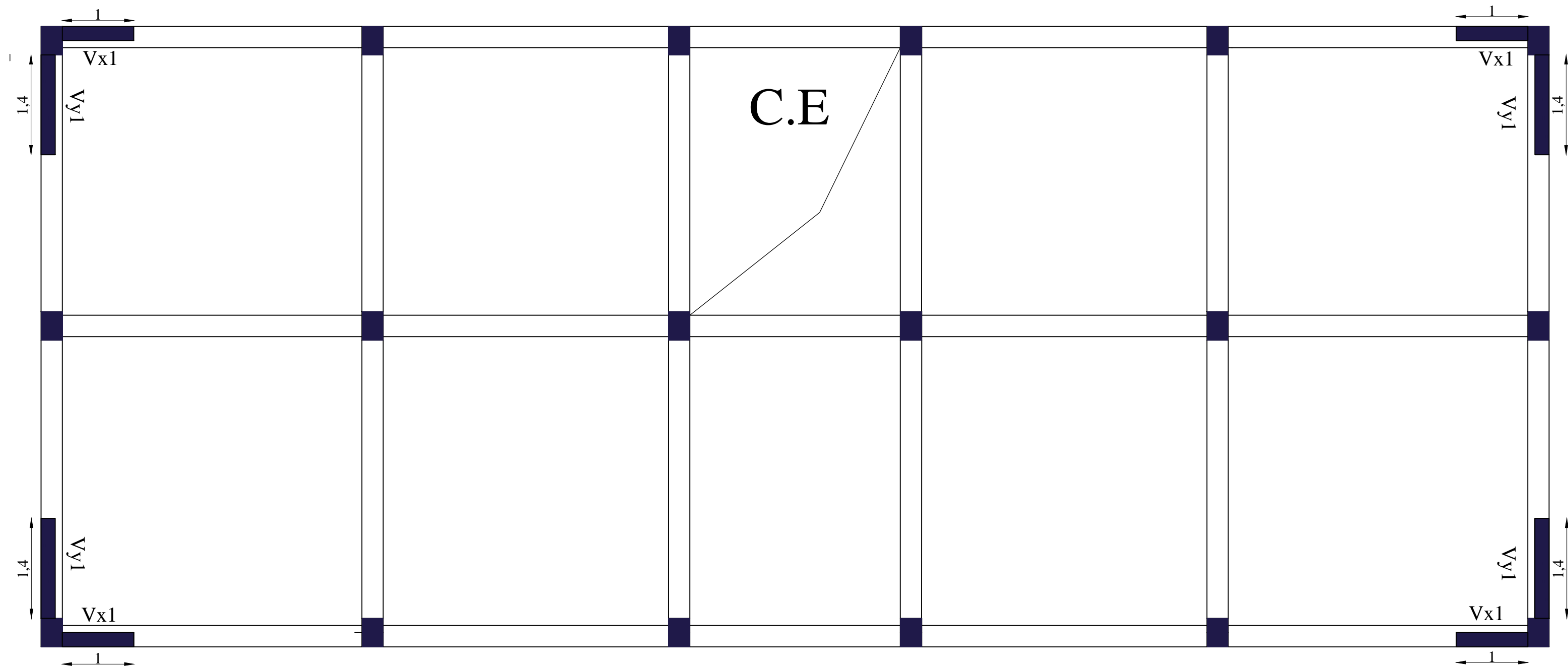
PLAN E.S



ETAGE COURANT DU 1er AU 6ème ETAGE

PLAN TERRASSE





Disposition des voiles