

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté Technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme en Master en génie civil
Option : Matériaux et structure

Thème

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage
d'habitation service et commerce**

Présenté par:

M^{elle}. ADMAM Sabrina
M^{elle}. ABDELLI Kahina
M^{elle}. AITABDELLAH Nabila

Encadré par :

M^r. BOUROUBA

Jury :

1. Mr. OURABAH
2. M^{elle}. MEZIANI

Promotion 2013

Remerciement



**Nous remercions Dieu tout puissant
de nous avoir donné la force,
la santé, le courage et la patience de pouvoir accomplir
ce travail.**

**Nous tenons à remercier vivement notre promoteur Monsieur BOUROUBA
enseignant à l'université de Bejaia pour nous avoir suivi durant la réalisation
de ce modeste travail, les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance
qu'il nous a accordé, sa disponibilité et la patience dont il a fait preuve nous a
été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce travail.**

**Nos sincères remerciements s'adressent aussi à M^r BAUCHE et le bureau
d'étude M^r MAKLAT et l'ensemble des enseignants de la filière de génie
civil sans oublier le bureau d'architecte BETAL.**

**Nous remercions aussi les membres de jurys qui nous font l'honneur d'avoir
accepté de juger ce modeste travail.**

**Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont aidé à la
réalisation de ce travail.**

Sabrina Kahina & Nabila



D'Édicaces

Nous dédions ce travail

A nos chers parents, nos chères frères et sœurs

A toute nos familles, petits et grands

Tous ceux, qui de près ou de loin, qui y ont fait que ce travail voit le jour

A tous nous ami(e)s

A toute la promotion de génie civil 2013

A tous les enseignants de génie civil

A tout ce qui nous connaisse de près et de loin

Sabrina Kahina & Nabila



INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

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

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

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

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

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

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

TABLE DES FIGURES

Figure2.1 schéma de la poutrelle.....	5
Figure2.2 schéma de disposition des poutrelles.....	6
Figure2.3. Plancher à corps creux	7
Figure 2.4 dalle sur 2 appuis.....	8
Figure2.5 dalle sur 3 appuis.....	8
Figure2.6 dalle sur 4 appuis.....	8
Figure 2.7 Coupe verticale d'un voile.....	10
Figure2.8 Acrotère.....	10
Figure 2.9.Escalier type I.....	11
Figure 2.10 .escalier type II.....	11
Figure2.11 schéma de la surface afférente.....	15
Figure 2.12. Schéma statique de la décente de charge.....	17
Figure 3.1 Evaluation des efforts tranchants.....	29
Figure 3.2 schéma statique d'une poutrelle du plancher terrasse.....	31
Figure 3.3 schéma statique d'une poutrelle du plancher étage service.....	34
Figure 3.4 Schéma d'une poutrelle.....	39
Figure.3.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50
Figure.3.6 schéma de la dalle (type1).....	50
Figure 3.7 schéma statique de la dalle (type1).....	51
Figure 3.8 schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	54
Figure 3.9 Dalle pleine sur 3 appuis.....	55
Figure.3.10 schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.....	57
Figure3.11 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.....	61
Figure3.12schéma statique de la volée1de RDC1.....	61
Figure3.13 Schéma de ferrailage de la volée 1RDC1.....	64
Figure3.14 Schéma statique des volets 2 et 3.....	64
Figure 3.15 Schéma de ferrailage de la volée 2et3.....	66

Figure 3.16 schéma statique.....	67
Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la volée RDC.....	68
Figure 3.18 Schéma de ferrailage de la volée2 RDC.....	68
Figure 3.19 schéma de ferrailage de la volée 2 RDC1.....	69
Figure 3.20 schéma statique de la volée 3RDC1.....	71
Figure 3.21 Schéma de ferrailage de la volée 3RDC.....	73
Figure 3.22 Schéma statique d'escalier étage1.....	74
Figure 3.23 Schéma de ferrailage de la volée étage 1.....	76
Figure 3.24 Schéma statique de la volée.....	76
Figure 3.25 Schéma de ferrailage de la volée étage 1à8.....	78
Figure 3.26 Schéma de ferrailage en travée.....	83
Figure 3.27 schéma de ferrailage en appuis.....	83
Figure 3.28 schéma statique de la poutre palière.....	84
Figure 3.29 section creuse équivalente.....	86
Figure 3.30 Schéma de ferrailage de poutre palière.....	88
Figure 3.31 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	91
Figure 3.32: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	97
Figure 3.33 cage d'ascenseur.....	97
Figure 3.34 schéma représentant la surface d'impact.....	101
Figure 3.35 Schéma de ferrailage de la dalle.....	104
Figure 3.36 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	105
Figure 4.1 : spectre de réponse.....	110
Figure 4.2 première disposition des voiles.....	112
Figure 4.3 deuxièmes dispositions.....	112
Figure 4.4. mode 1 translation dans le sens x-x $T=0.73s$	113
Figure 4.5 mode 2 translation dans le sens y-y $T=0.69$ sec.....	113
Figure 4.6 : mode rotation.....	114
Figure 5.1 : schéma de ferrailage de la poutre principale.....	131
Figure 5.2 : coupe en travée.....	131
Figure 5.3: coupe en appuis.....	131
Figure 5.4 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	132

Figure5.5 : coupe en travée	132
Figure5.6: coupe en appuis	132
Figure5.7: section du poteau.....	137
Figure5.8: zone nodale.....	140
Figure5.9: schéma de réduction des poteaux.....	142
Figure5.10: disposition des armatures verticales (vue en plan).....	144
Figure5.11 : schéma d'un voile pleine	145
Figure5.12 Schéma de ferrailage du voile RDC Vx.....	153
Figure6.1 : schéma d'une semelle isolee.....	151
Figure6.2: semelle filante.....	152
Figure 6.3 schéma de ferrailage de la semelle.....	154
Figure6.4: schéma statique de la poutre de rigidité.....	155
Figure 6.6 : coupe en travée.....	156
Figure 6.7 : coupe en appuis.....	156
Figure 6.8 : schéma de ferrailage de la semelle de rive.....	158
Figure 6.10 : schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	159
Figure 6.11 : coupe en travée.....	159
Figure 6.12 : coupe en appuis.....	166
Figure 6.13 : schéma de ferrailage de la longrine 30x40.....	161
Figure 6.14 : schéma de ferrailage de lalongrine30x74.....	162

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 charge et surcharge du plancher terrasse.....	12
Tableau 2.2 charge et surcharge du plancher étage courant	12
Tableau 2.3 charge et surcharge sur la dalle pleine (Balcon).....	13
Tableau 2.4 charge et surcharge sur murs extérieurs.....	13
Tableau 2.5 charge et surcharge sur la volée et le palier.....	14
Tableau 2.6 Descente de charge du poteau (1).....	18-20
Tableau 2.7. Vérification des poteaux à la compression simple.....	22
Tableau 2.8 vérification au flambement des poteaux.....	23
Tableau 2.9 vérification de l'effort réduit.....	24
Tableau 3 .1 différents types de poutrelles.....	31
Tableau 3.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	38
Tableau 3.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	43
Tableau 3.4 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutre.....	44
Tableau 3.5 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	48
Tableau 3.6 vérification des états limite de déformation.....	48
Tableau 3.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	51
Tableau 3.8 Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	51
Tableau 3. 9 ferrailages de la dalle pleine sur 3 appuis.....	55
Tableau 3.10: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	59
Tableau 3.11 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	62
Tableau 3.12 ferrailage d'escalier type 2 RDC1.....	62
Tableau 3.13 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1.....	63
Tableau 3.14 calcul de la flèche, escalier type 2 RDC1.....	63
Tableau 3.15 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	64
Tableau 3.16.ferrailage d'escalier type 2 RDC1 volée 2et3.....	65
Tableau 3. 17 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1 volée 2et3.....	65
Tableau 3.18 calcul de la flèche, escalier type 02 RDC 1 volée 2et 3.....	66
Tableau 3.19 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	67
Tableau 3.20 ferrailage d'escalier type 2 RDC1.....	67

Tableau.3.21 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1.....	67
Tableau 3.22 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	68
Tableau 3.23 ferrailage d'escalier type2 RDC1 volée2.....	69
Tableau 3.24. Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2 RDC1 volée2.....	69
Tableau 3.25 calcul de la flèche, escalier type2 RDC1 volée2.....	70
Tableau 3.26 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	70
Tableau 3.27 ferrailage d'escalier type volée 3 RDC1 type2.....	71
Tableau.3.28 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2 volée 3 RDC1.....	72
Tableau 3.29 calcul de la flèche, escalier typ2e volée 3 RDC 1.....	74
Tableau 3.30 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	74
Tableau 3.31 ferrailage d'escalier type 1 étage 1.....	73
Tableau 3 .32 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 1 étage 1.....	75
Tableau3.33 calcul de la flèche, escalier type1 étage 1.....	76
Tableau 3.34 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS.....	77
Tableau 3.35 ferrailage d'escalier étage 1 à 8.....	77
Tableau 3.36 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier étage 1 à 8.....	77
Tableau 3.37 calcul de la flèche, escalier étage 1 à 8.....	78
Tableau 3.38 ferrailage de la poutre brisé à la flexion.....	80
Tableau 3.39 résultat du ferrailage de la poutre palière.....	85
Tableau.3.40 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	89
Tableau 3.41 calcul de la flèche, poutre de chainage.....	91
Tableau 3.42 Les sollicitations de calcul.....	93
Tableau.3.43 résultats des calculs.....	102
Tableau 4.1 Valeurs des pénalités Pq	114
Tableau 4.2mode et période de vibration et taux de participation massique.....	115
Tableau 4.3 vérification de l'interaction sous charges verticales.....	115
Tableau4.4vérificationdel'interaction sous charges horizontales.....	116
Tableau 4.5 effort normal réduit.....	117
Tableau 4.6 Vérification des déplacements pour le sens x-x.....	118
Tableau 4.7 Vérification des déplacements pour le sens y-y.....	118
Tableau 4.8 Vérification à L'effet P- Δ	119
Tableau 4.9 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	120
Tableau5.1 Ferrailage des poutres.....	125
Tableau5.2 Vérification de l'effort tranchant.....	126

Tableau 5.3 vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	130
Tableau5.4 Vérification de la contrainte limite de béton.....	133
Tableau 5.5 : Sollicitations dans les poteaux	134
Tableau 5.6 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les potea.....	135
Tableau 5.7. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	136
Tableau 5.8 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	136
Tableau 5.9 Justification de l'effort normal ultime.....	143
Tableau 5.10 Vérification des contraintes dans le béton.....	137
Tableau 5.11 Vérification des contraintes tangentielles.....	137
Tableau5.12 Moments résistants dans les poteaux.....	139
Tableau 5.13 Moment résistant dans les poutres.....	139
Tableau 5.14 vérification de la zone nodale	140
Tableau 5.15 schéma de ferrailage des poteaux.....	142
Tableau 5.16 des efforts selon x-x.....	146
Tableau 5.17des efforts selon y-y.....	147
Tableau 5.18 Résultats de ferrailage du voile V_{y1}, V_{y2} et V_{y3}	148
Tableau 5.19 Résultats de ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2}	148
Tableau6.1 calcul des sollicitations.....	155
Tableau 6.2 ferrailage de la poutre de rigidité.....	155
Tableau 6.3 calcul des sollicitations.....	158
Tableau 6.4 ferrailage de la poutre de rigidité.....	159
Tableau 6.5verification des contraintes.....	160

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 :Description de l'ouvrage.....	2
1.1 Description de l'ouvrage.....	2
1.2 Situation régional et géologie locale.....	2
1.3 Caractéristique de l'ouvrage.....	2
1.3.1 Caractéristique géométrique.....	2
1.4 Règlements et normes utilisés.....	2
1.5 Caractéristique du sol.....	3
1.5.1 Béton utilisé.....	3
1.6 Aciers utilisé.....	3
1.6.1 Combinaisons d'action dans le cas des bâtiments courants (CBA,RPA).....	4
Chapitre 2 :Pré dimensionnement de l'ouvrage.....	5
2.1 Introduction.....	5
2.2 Les planchers.....	5
2.2.1 Planchers à corps creux.....	7
2.3 Pré dimensionnement des dalles pleines.....	7
2.3.1 Dalle sur 2 appuis.....	7
2.3.2 Dalle sur 3 appuis.....	8
2.3.3 Dalle sur 4 appuis (cage d'escalier).....	8
2.4 Les poteaux.....	8
2.5 Pré dimensionnement des poutres.....	9
2.5.1 Les poutres principales.....	9
2.5.2 Les poutres secondaires.....	9
2.6 Pré dimensionnement des voiles.....	10
2.7 L'acrotère.....	10
2.8 Pré-dimensionnement des escaliers.....	10
2.9 Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers.....	10
2.11 Descente des charges.....	14
2.12 La loi de dégression.....	16
2.13 Enoncé de la loi de dégression.....	16
2.14 L'effort normal ultime.....	20
2.14.1 La dégression des charges.....	21
2.14.2 L'effort normal ultime.....	21
2.15 Vérification.....	21
2.15.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité.....	21
2.15.2 Vérification au flambement.....	21
2.15.3 Vérification du poteau RDC.....	22
2.15.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	23
2.15.5 Conclusion.....	24
Chapitre 3 :Etude des éléments secondaires.....	25
3.1.1 Introduction.....	25
3.1.2 Etude des poutrelles.....	25

3.1.3 Disposition et Pré dimensionnement des poutrelles	25
3.1.4 Disposition.....	25
3.1.5 Pré dimensionnement	25
3.1.6 Méthodes de calcul	27
3.1.7 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91).....	27
3.1.8 Exposée de la méthode	27
3.1.9 Evaluation des moments.....	27
3.1.10 Evaluation des efforts tranchants.....	28
3.1.11 Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)	29
3.1.12 Méthode de Caquot minorée	30
3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	30
3.2.1 Calcul des sollicitations.....	31
3.2.2 Calcul de la poutrelle type 1 du plancher terrasse :.....	31
3.2.3 Moments sur les appuis	32
3.2.4 Calcul de la poutrelle type 2 du plancher étage service	34
3.2.5 Ferrailage des poutrelles.....	39
3.2.6 Armatures transversales.....	42
3.2.7 Evaluation de la flèche	45
3.3 Schéma de ferrailage des poutrelles	48
3.4 Etude de la dalle de compression.....	49
3.5 Etude des dalles pleines	50
3.5.1 Premier type	50
3.5.2 Ferrailage.....	51
3.5.3 Vérification.....	52
3.6 L'ELS	52
3.6.1 La contrainte dans le béton.....	52
3.6.2 La contrainte dans l'acier	53
3.7 Vérification de la flèche.....	53
3.7.1 Le schéma de ferrailage.....	54
3.8 Dalles pleines sur trois appuis	54
3.8.1 Méthode de calcul.....	54
3.9 Vérification a l'E.L.U	56
3.10 Vérification a l'E.L.S.....	56
3.10.1 État limite de compression du béton	56
3.10.2 Etat limite d'ouverture des fissures	56
3.11 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	5
3.11.1 Dalle pleine sur quatre appuis	58
3.11.2.4 Vérification à l'ELS	59
3.11.3 Etat limite d'ouverture des fissures	60
3.11.4 Etat limite de déformation	60
3.12 Schéma de ferrailage.....	61
3.13 Etude des escaliers.....	61
3.13.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS.....	62
3.13.2 Ferrailage.....	62

3.13.3 Vérifications à l'E.L.U	62
3.13.4 Vérification à l'E.L.S	63
3.14 Type 02 RDC1 volée 2et3	64
3.14.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS	64
3.14.2 Ferrailage.....	64
3.14.3 Vérifications à l'E.L.U	65
3.14.4 Vérification à l'E.L.S	65
3.14.5 Vérification de l'état limite de déformation	66
3.14.6 Schéma de ferrailage de la volée 2et3	66
3.15 RDC1 escalier type2	67
3.15.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS	67
3.15.2 Ferrailage.....	67
3.15.3 Vérifications à l'E.L.U	67
3.15.4 Vérification à l'E.L.S	68
3.15.5 Vérification de l'état limite de déformation	68
3.15.6 Schéma de ferrailage de la volée RDC 1type2.....	68
3.16 RDC type2 la volée 2.....	68
3.16.1 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	69
3.16.2 Ferrailage.....	69
3.16.3 Vérifications à l'E.L.U	70
3.16.4 Vérification à l'E.L.S	70
3.16.5 Schéma de ferrailage de la volée2 RDC1	71
3.17 RDC1 type2 volée 3.....	71
3.17.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS	71
3.17.2 Ferrailage.....	72
3.17.3 Vérifications à l'E.L.U	72
3.17.4 Vérification à l'E.L.S	72
3.17.5 Schéma de ferrailage de la volée 3 RDC.....	73
3.18 Escalier de l'étage 1	74
3.18.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS	74
3.18.2 Ferrailage.....	74
3.18.3 Vérifications à l'E.L.U	75
3.18.4 Vérification à l'E.L.S	75
3.18.5 Schéma de ferrailage de l'escalier étage 1	76
3.19 Escalier simple des étages 1à8.....	76
3.19.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS.....	77
3.19.2 Ferrailage.....	77
3.19.3 Vérifications à l'E.L.U	77
3.19.4 Vérification à l'E.L.S	78
3.19.5 Schéma de ferrailage de la volée étage 1 à 8.....	78
3.20 Etude de la poutre brisée.....	79
3.20.1 Calcul à la flexion simple	79
3.20.2 Ferrailage.....	80
3.20.3 Calcul à la torsion.....	82

3.20.4 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	83
3.21 Etude de la poutre palière	84
3.21.1 Calcul à la flexion simple	84
3.21.2 Ferrailage.....	85
3.21.3 Calcul de la section d'armature a la torsion	86
3.21.5 Vérification à ELS	88
3.22 vérifier	88
3.23 Etude de la poutre de chaînage	89
3.23.1 Vérifications à l'E.L.U	89
3.23.2 Vérification à l'E.L.S	90
3.23.3 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	91
3.24 Etude de l'acrotère	92
3.24.1 Calcul des sollicitations.....	92
3.24.2 Ferrailage de la section.....	94
3.24.3 Schéma de ferrailage	97
3.25 Etude de l'ascenseur	97
3.25.1 Etude de la dalle de l'ascenseur.....	97
3.25.2 Calcul du ferrailage	98
3.25.3 Schéma de ferrailage	105
Chapitre 4 : Etude dynamique	106
4.1 Introduction.....	106
4.2 Methodes de calcul	106
4.2.1 Méthode statique équivalente	106
4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	109
4.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	111
4.4 Modalisation et résultats	111
4.4.1 Disposition des voiles de contreventement	111
4.5 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	114
4.6 Vérification de l'interaction voiles -portiques	115
4.6.1 Sous charges verticales.....	115
4.6.2 Sous charges horizontales	116
4.7 Vérification de l'effort normal réduit	116
4.8 Vérification vis-à-vis des déplacements	117
4.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ; version 2003 (Art 5.9)	119
4.10 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	120
4.11 Conclusion	120
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	121
5.1 Etude des poutres	121
5.2 Recommandation du RPA 99/V2003.....	121
5.2.1 Les armatures longitudinales	121
5.2.2 Les armatures transversales	122
5.3 Ferrailage des poutres	122
5.3.1 Armatures longitudinales.....	122
5.3.2 Longueur de recouvrement.....	125

5.3.3 Armatures transversales.....	125
5.3.4 Calcul des espacements des armatures transversales	126
5.4 Vérifications.....	126
5.4.1 Contrainte tangentielle maximale.....	126
5.5 A l'ELU	127
5.5.1 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	127
5.6 À l'ELS	128
5.6.1 L'Etat limite d'ouvertures des fissures.....	128
5.6.2 État limite de compression du béton	128
5.7 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).....	130
5.7.2 Schéma de ferrailage des poutres	131
5.8 Etude des poteaux	132
5.8.1 Sollicitations dans les poteaux	133
5.9 Les recommandations du RPA 99/2003	133
5.9.1 Les armatures longitudinales RPA99 (Article 7.4.2.1)	133
5.9.2 Les armatures transversales RPA99 (Article 7.4.2.2)	134
5.10 Sections des armatures longitudinales donné par le SOCOTEC dans les poteaux.....	135
5.11 Sections des armatures transversales dans les poteaux.....	135
5.12 Vérifications	136
5.12.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	136
5.13 Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	137
5.14 Vérification des contraintes	137
5.15 Vérification aux sollicitations tangentielles.....	138
5.16 Détermination du moment résistant dans les poteaux	139
5.17 Détermination du moment résistant dans les poutres	139
5.18 Vérification des zones nodales	140
5.19 Schéma de ferrailage des poteaux.....	142
5.20 Etude des voiles	143
5.21 Les modes de rupture des voiles	143
5.22 Les combinaisons de calcul	144
5.23 Recommandation du RPA	144
5.23.1 Armatures verticales.....	144
5.23.2 Les armatures horizontales	145
5.23.3 Les armatures transversales	145
5.23.4 Les armatures de couture.....	145
5.24 Règles communes (armatures verticales et horizontales)	145
5.24.1 Les longueurs de recouvrement.....	145
5.25 Le ferrailage des voiles.....	146
5.25.1 Armatures verticales.....	146
5.25.2 Armatures horizontales.....	146
5.26 Schémas de ferrailage du voile.....	149
Chapitre 6 : Etude des fondations.....	150

6.1 Introduction.....	150
6.2 Choix du type des fondations.....	150
6.3 Combinaisons d'actions à considérer	150
6.4 Vérification des semelles isolées	151
6.5 Vérification des semelles filantes	152
6.5.1 Pré dimensionnement de la semelle filante.....	152
6.5.2 Ferrailage de la semelle	153
6.5.3 Condition de résistance	153
6.5.4 Schéma de ferrailage.....	154
6.6 Poutre de rigidité.....	154
6.6.1 Ferrailage de la poutre	155
6.6.2 Schéma de ferrailage de la poutre	156
6.6.3 Ferrailage de la semelle filante de rive	156
6.7 Ferrailage de la semelle de rive	157
6.7.1 Condition de résistance	157
6.8 Poutre de rigidité de rive	158
6.8.1 Ferrailage de la poutre	158
6.8.2 Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée	159
6.8.3 Ferrailage de la poutre de rigidité	159
6.8.4 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	159
6.9 Vérification des contraintes.....	160
6.9.1 Critère de poinçonnement	160
6.9.2 Vérification au renversement	160
6.10 Calcul des longrines	160
6.10.1 Calcul des armatures	161
6.10.2 Schéma de ferrailage.....	162
6.11 Etude de longrine (30*74).....	162
6.11.1 Ferrailage	162
6.11.2 Schéma de ferrailage.....	163
Conclusion générale.....	164

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures parasismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques, ainsi que la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le souci de l'ingénieur en génie civil est toujours liée au séisme car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale, c'est pour cela les règlements en vigueur visent à cadrer les constructions en zone sismique et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser, pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail fait l'objet de l'étude d'un bâtiment RDC+8 à usage d'habitation, service et commerce. A cet effet, le manuscrit est organisé en six chapitres. D'où, le premier chapitre est consacré aux quelques définitions et généralités. Le second chapitre est dédié au pré dimensionnements des éléments du bâtiment. Dans le troisième chapitre, on s'est intéressé à l'étude des éléments secondaires.

L'étude dynamique ainsi que les éléments de contreventements font l'objet de quatrième et le cinquième chapitre respectivement où toute les prescriptions du RPA99V2003 ont été vérifiées, l'infrastructure est le dernier élément a été étudié en chapitre 6. Enfin, une conclusion générale clôture le manuscrit.

Chapitre 1 : Description de l'ouvrage

1.1 Description de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par BETAL, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment R+8 à usage multiple (commerce service et d'habitation). Implanté au boulevard KRIM BELKACEM à Ihaddaden (siège ex-jute) dans la ville de Bejaia, qui est classée selon le RPA99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version2003Art.3.2) en Zone IIa(zone de moyenne sismicité).

1.2 Situation régional

Le terrain devant recevoir le projet sus -cite se trouve à l'enceinte du siège ex-jute, Il est plat et limité comme suit :

- au Nord par Rue BOUMDAOUI ;
- au Sud par la BAN ;
- à l'ouest par le boulevard KRIM BELKACEM ;
- à l'Est par la route des Aurès.

1.3 Caractéristique de l'ouvrage

Caractéristique géométrique

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- La hauteur du bâtiment est de 34,34m ;
- La hauteur de RDC est de 4,08m ;
- La hauteur de l'étage est de 3,06 ;
- La longueur de l'ouvrage est de 19,90m ;
- La largeur de l'ouvrage est de 16,40m.

1.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- DTR BC 2.48 (RPA99 /version 2003) ; [1]
- DTR BC 2.41(CBA93); [2]
- DTR B.C.2.2 ; [3]
- BAEL91/version 99 ; [4]
- DTR BC2.33.1. [5]

1.5 Caractéristique du sol

Le terrain réservé pour la réalisation du projet est constitué essentiellement d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0,80m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.5 bar.

La sous face des fondations devrait être à au moins 2 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel.

1.5.1 Béton utilisé

Pour 1m³ du béton courant le dosage pour un rapport E/C=0.5 est :

350 Kg	de ciment (CPA 32,5).
400 l	Sable (0<Dg<5mm).
800 l	Gravillons (5<Dg< 15mm) et Gravier (15<Dg< 25mm).
175 l	l'eau de gâchage.

Ce qui nous donne une résistance a la compression à l'âge de 28jours $f_{c28} = 25MPa$

1.6 Aciers utilisé

Dans notre projet, l'acier utilisé est de haute adhérence de nuance fe400.

a) Situation durable ou transitoire

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

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

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

Q_1 : Action variable dite de base.

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

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

b) Situations accidentelles

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

Avec : F_A : valeur nominale de l'action accidentelle

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

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

Combinaison d'action à l'ELS

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_0 Q_i \dots \dots \dots (1)$$

1.6.1 Combinaisons d'actions dans le cas des bâtiments courants (CBA,RPA)

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Situations accidentelles

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

$$0.8G \pm E \dots \dots \dots (2)$$

Pour les poteaux dans les structures auto stable, on remplace la combinaison (1) par

$$G + Q + 1.2E$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

2.1 Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles décrétées par les règlements RPA99 version 2003, BAEL 91, CBA 93. La transmission des charges se fait comme suit : Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

2.2 Les planchers

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Dans notre cas, la disposition des poutrelles est faite selon les deux critères (figure 2.2.)

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

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

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres

Secondaires ($L_y = 425 \text{ cm}$).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

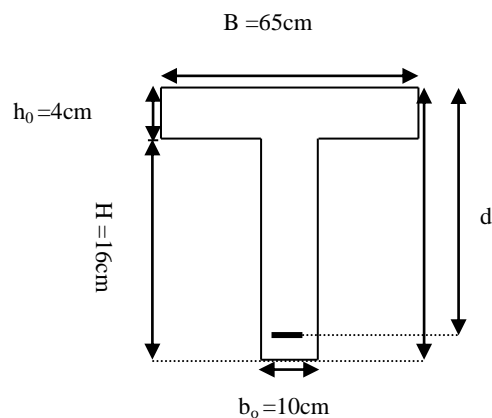


Figure2.1 schéma de la poutrelle

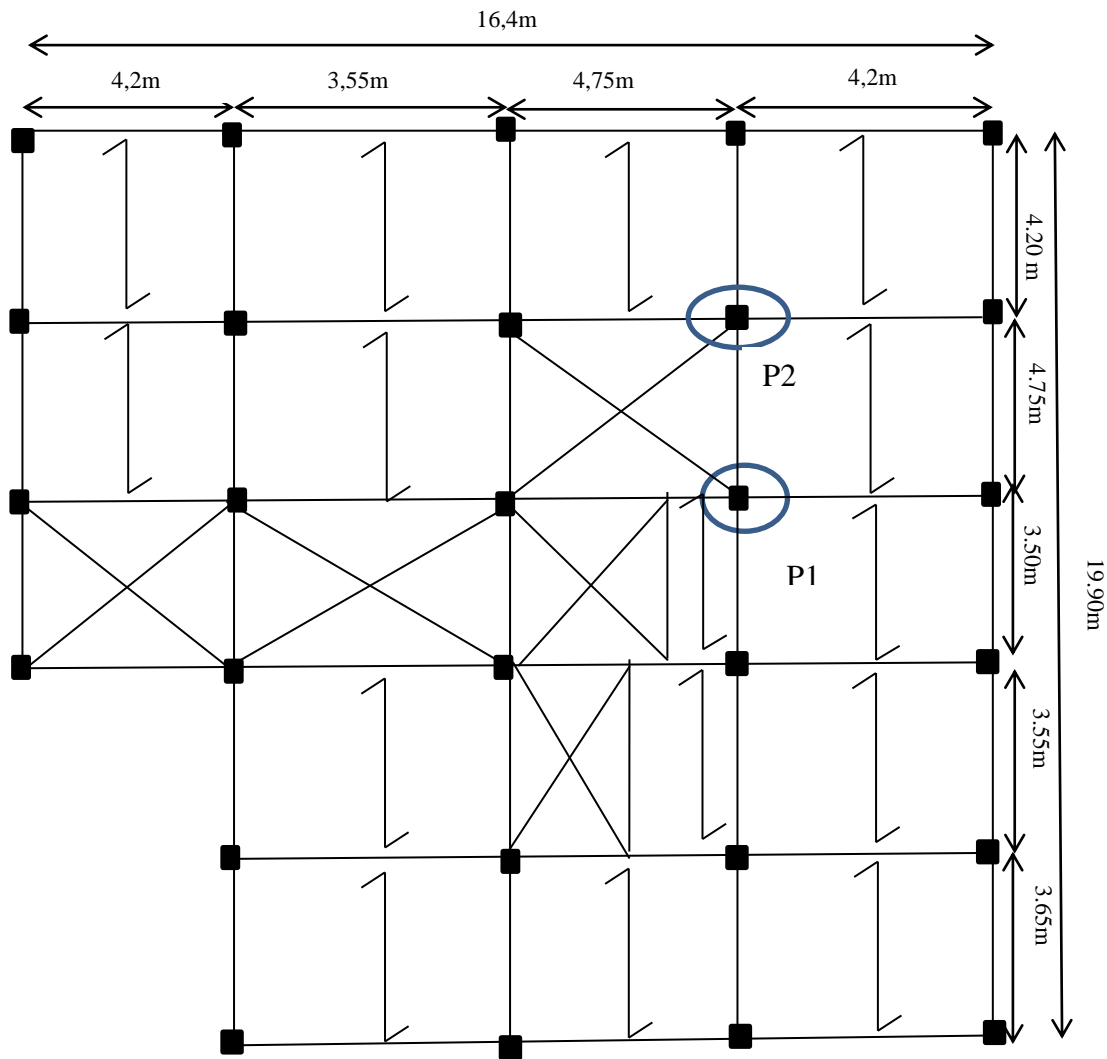


Figure2.2 schéma de disposition des poutrelles

2.2.1 Planchers à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Art B.6.8.4.2.4 CBA93)} \quad \text{Avec :}$$

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

ht: Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{475 - 50}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,88 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

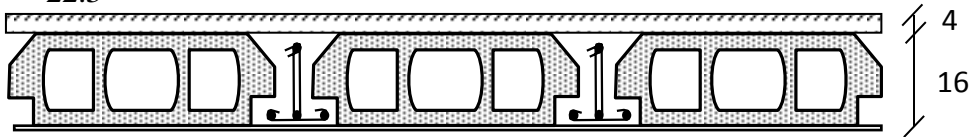


Figure 2.3. Plancher à corps creux

On adopte pour un plancher à corps creux type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$$

2.3 Pré dimensionnement des dalles pleines

- **Résistance au feu**

- ❖ $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;

- ❖ $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ; (CBA93)

- ❖ $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$** (CBA93)

- **Résistance à la flexion**

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

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

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

2.3.1 Dalle sur 2 appuis

On a : $L_x = 1,4 \text{ m}$; $L_y = 3,7 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$

$$\Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4,66 \text{ cm}.$$

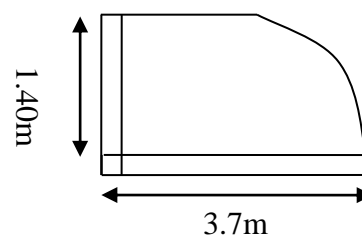


Figure 2.4 schéma de la dalle (type1)

2.3.2 Dalle sur 3 appuis appuis

$$L_x=1,20m; L_y=2.60m.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2,4cm \leq e \leq 3cm.$$

2.3.3 Dalle sur 4 appuis (cage d'escalier)

$$L_x= 4.25 m ; L_y=4.25 m.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{4.25}{50} \leq e \leq \frac{4.25}{40}$$

$$\Rightarrow 8.5cm \leq e \leq 10.625cm.$$

On prend 2h coupe feu $e \geq 11$ cm

Donc l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : **$e = 12$ cm**

2.4 Les poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.68m$ Pour le RDC.

$h_e = 2.66m$ Pour l'étage courant.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC(1et2) $60 \times 60cm^2$;

1^{er} et 2^{ème} étage: $55 \times 55cm^2$;

3^{ème} et 4^{ème} étage: $50 \times 50cm^2$;

5^{ème} et 6^{ème} étage: $45 \times 45cm^2$;

7^{ème} et 8^{ème} étage: $40 \times 40cm^2$;

terrasse: $35 \times 35cm^2$.

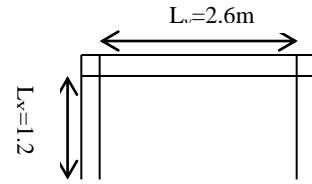


Figure 2.5 Dalle pleine sur 3 appuis

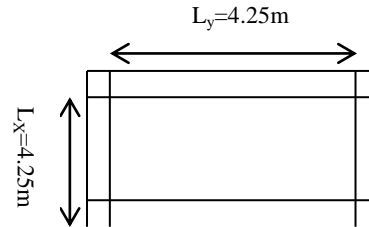


Figure2.6 dalle sur 4 appuis

2.5 Pré dimensionnement des poutres

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

2.5.1 Les poutres principales

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

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

Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 475 - 50 \Rightarrow L_{\max} = 425\text{cm} \Rightarrow 28,33\text{cm} \leq h \leq 42,5\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h)= (30×40) cm²

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

2.5.2 Les poutres secondaires

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

$$L_{\max} = 475 - 50 \Rightarrow L_{\max} = 425\text{cm} \Rightarrow 28,33\text{cm} \leq h \leq 42,5\text{cm}.$$

Comment les poutres secondaires ne reprennent pas les efforts, On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 article 7.5.1})$$

2.6 Pré dimensionnement des voiles

$$e \geq \max \left[\frac{h}{22}; 15\text{cm} \right].$$

$$L \geq 4 e \quad \text{RPA99 (article 7.7.1)}$$

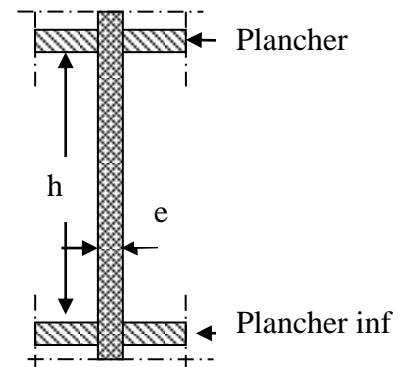


Figure 2.7 Coupe verticale d'un voile

h_e : hauteur libre d'étage.

Pour le RDC : $h_e = 3.68m \Rightarrow e \geq 16.72cm$

Pour les étages courants : $h_e = 2.66m \Rightarrow e \geq 15cm$

On adopte : $e = 20cm$ au niveau du RDC , $e = 15 cm$ au niveau des étage

2.7 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. et dans le des terrasse accessible, servira aussi comme garde Corp.

Pour notre cas la terrasse est accessible.

On prend $H = 110cm$

$$S = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = 0.1735m^2.$$

$G = 25 \times 0.1735 = 4.33KN / ml$. L'acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

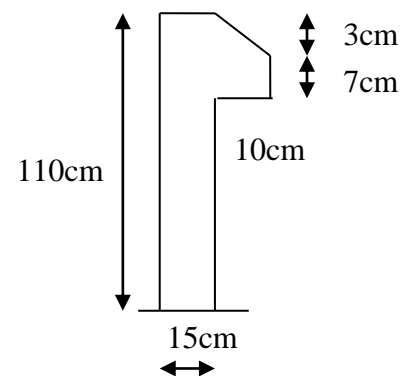


Figure2.8 Acrotère

2.8 Pré-dimensionnement des escaliers

e :(Epaisseur d'escalier)

L_0 :(Longueur projeter de la paillasse)

g :(Giron)

h :(Hauteur de la contre marche)

α :(Inclinaison de la paillasse)

E :(Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

Dans notre projet on a quatre types d'escaliers qui sont calculés selon la formule de BLONDEL qui la suivante :

$$59cm < 2h + g < 66cm.$$

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche

Remplaçant dans (1) on trouve :

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

Type I : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos (étage 1)

L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.84\text{m.}$$

$$\frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20}$$

$\Rightarrow 9.46 \leq e \leq 14.2\text{cm}$ Soit $e = 14\text{cm}$.

$$\frac{1}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 9$$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Avec $\alpha = 32,51^\circ$

Type II : escalier a trois volées et un Palier de repos au niveau du RDC 1et2

Pour la volée (I) on a :

$$L = 1,50\text{m}$$

$$g=30\text{cm} \text{ et } h=17\text{cm}$$

$$H= 1,02\text{m}, e=14\text{cm}, \alpha =34,2$$

$n =6$ nombre de contre marche.

Pour la volée (II) on a :

$$L = 1,8\text{m}, \text{ et } H= 1,19\text{m}$$

$$g=30\text{cm}, \text{ et } h=17\text{cm}, \alpha =33,46^\circ$$

$n= 7$ nombre de contre marches.

$$e= 14\text{cm.}$$

Pour la volée (III) on a :

$$H= 1,53\text{m} \text{ et } L= 2,40\text{m}$$

$$g=30\text{cm}, \text{ et } h=17\text{cm}, \alpha =32,51^\circ$$

$n= 10$ nombre de contre marches.

$$e=14\text{cm.}$$

Pour les autres types (balance existant au RDC1, 2 et les étages 5,6) seront réalisés en bois.

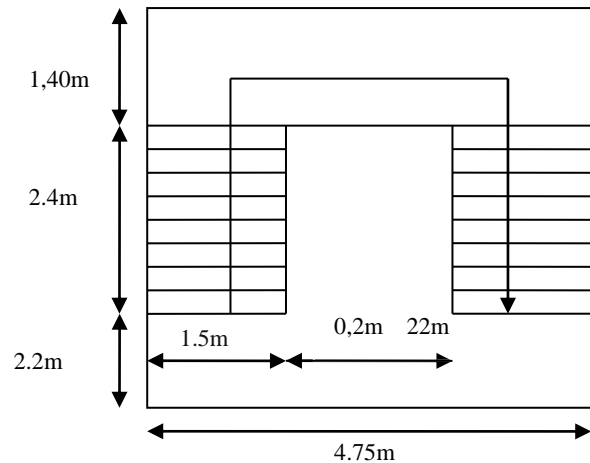


Figure 2.9.Escalier type I

4,3

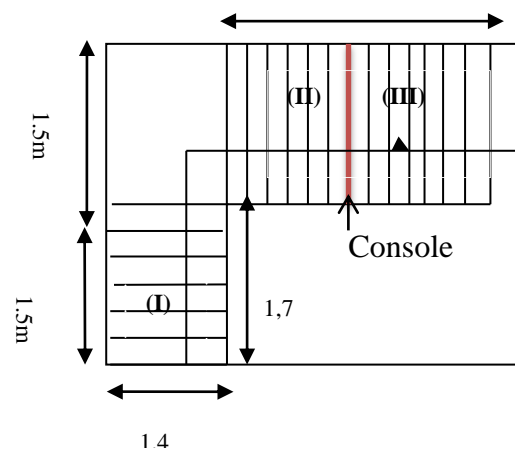


Figure 2.10 .escalier type II

2.9 Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous procéderons à l'évaluation des différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

- Plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
carrelage	2.00	0.40
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Forme de pente	1%	2.20
Plancher corps creux (16+4)	20.00	2,80
Enduit en ciment	2.00	0.40
G total		$\Sigma = 6.61$

Tableau 2.1 charge et surcharge du plancher terrasse
Poids du plancher $G=6.61\text{KN/m}^2$; charge d'exploitation $Q=1,5\text{KN/m}^2$.

- Plancher étage courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10.0	1
Revêtement en Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit Sable	2	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit en plâtre	2.00	0.20
		$\Sigma = 5.25$

Tableau 2.2 charge et surcharge du plancher étage courant

$G_p = 5.25 \text{ KN/m}^2$(G plancher étages courant) ;
 $G_{pc} = 5.25\text{KN/m}^2$(G plancher étage commercial) ;
 $Q_p = 1.5 \text{ KN/m}^2$(Q plancher étages courant) ;
 $Q_{pc} = 5.0 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étage commercial) ;
 $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étage service).

- **dalle pleine (Balcon)**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44
Dalle pleine	12	3
Mortier de pose	2	0.40
Sable fin	2	0.4
Enduit de ciment	2	0.40
		$\Sigma = 4.64$

Tableau 2.3 charge et surcharge sur la dalle pleine (Balcon)

- **Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	0,15
Briques creuses	15	1,35
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	2	0,4
		$\Sigma = 2.80$

Tableau 2.4 charge et surcharge sur murs extérieurs

- Palier

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Poids de la dalle	14	3.5
Garde-corps	1	0.1
Mortier de pose	12	0.4
revêtement en carrelage	2	0.44
Enduit en ciment	2	0.28
Lait de sable	2	0.36
		$\Sigma = 4.98$

- Volée

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)	
paillasse	14	4.15	
Poids des marches	/	2.04	
Mortier de pose	1	0.317	
Garde-corps	1	0.1	
Carrelage	horizontal	2	0.44
	vertical	14	0.25
Enduit en ciment	2	0.22	
		$\Sigma = 7.51$	

Tableau 2.5 charge et surcharge sur la volée et le palier

2.11 Descente des charges

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC (1et2) $60 \times 60 \text{cm}^2$;

1^{ère}, 2^{ème} étage: $55 \times 55 \text{cm}^2$;

3^{ème}, 4^{ème} étages $50 \times 50 \text{cm}^2$;

5^{ème}, 6^{ème} étage : $45 \times 45 \text{cm}^2$;

7^{ème}, 8^{ème} étage : $40 \times 40 \text{cm}^2$;

Terrasse : $35 \times 35 \text{cm}^2$

❖ Poteau (1) au niveau de la cage d'escalier

- La surface afférente pour la charge permanente

Pour le RDC1 :

Exemple de calcul

$$S = 1.85 \times 2.12 + 1.85 \times 1.5 + 2.92 = 9.62m^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

$$S = 2.125 \times 1.7 = 3.61m^2 \rightarrow \text{Dalle pleine}$$

$$S = 0.65 \times 0.42 = 0.27m^2 \rightarrow \text{Palier}$$

$$S = 0.88 + 3.2 = 4.08m^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

Les charges et surcharges

Exemple de calcul pour le Rez-de-chaussée :

- ✓ Corps creux.

$$G = 5.25 \times 9.62 = 50.50KN$$

$$Q = 5 \times 9.62 = 48.1KN$$

- ✓ Palier

$$G = 4.48 \times 0.27 = 1.2KN$$

$$Q = 2.5 \times 0.27 = 0.67KN \quad \text{Paillasse :}$$

$$G_{esc1} = G_{esc1} + G_{esc2} + G_{palier} = 1.55 + 1.79 + 1.2 = 7.31KN$$

$$Q_{esc1} = Q_{esc1} + Q_{esc2} + Q_{palier} = 1.55 + 0.65 + 0.67 = 2.87KN$$

Dalle pleine :

$$G = 4.64 \times 3.61 = 16.75KN$$

$$Q = 3.5 \times 3.61 = 12.63KN$$

- ✓ Mur :

$$G = 2.8(3.06 - 0.4)(1.6 + 1.5 + 2.125) = 38.91KN$$

- Poids propre des poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.975 = 11.92KN$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.625 = 9.51KN$$

$$G_{poutre} = 21.43KN$$

- Poids des poteaux :

$$60 \times 60cm^2 \rightarrow G = 33.66KN \rightarrow \text{Pour le RDC1}$$

$$60 \times 60cm^2 \rightarrow G = 27.54KN \rightarrow \text{Pour le RDC2}$$

$$55 \times 55cm^2 \rightarrow G = 23.14KN$$

$$50 \times 50cm^2 \rightarrow G = 19.12KN$$

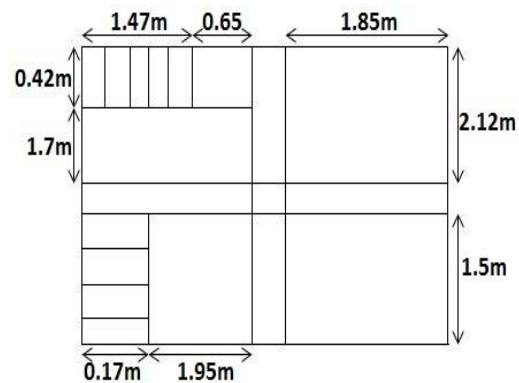


Figure 2.11 schéma de la surface afférente

$$45 \times 45 \text{cm}^2 \rightarrow G = 15.50 \text{KN}$$

$$40 \times 40 \text{cm}^2 \rightarrow G = 12.24 \text{KN}$$

$$35 \times 35 \text{cm}^2 \rightarrow G = 9.37 \text{KN}$$

2.12 La loi de dégression

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges, cette loi ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

2.13 Enoncé de la loi de dégression

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots Q(\text{étage à usage d'habitation})$$

et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

$$\text{Terrasse : } Q_0 + Q_1$$

$$\text{Etage 8 : } Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{Etage 7 : } Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + Q_9$$

$$Q_0 = 7.7 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_{10} = 7.7 + 21.08 = 28.78 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_9 = 7.7 + 0.95(21.08 + 21.08) = 47.75 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_8 = 7.7 + 0.9 \times (21.08 + 21.08 + 28.64) = 71.42 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_7 = 7.7 + 0.85 \times (70.8 + 30.86) = 94.11 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_6 = 7.7 + 0.8 \times (101.66 + 30.86) = 113.71 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_5 = 7.7 + 0.75 \times (132.52 + 30.86) = 130.23 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_4 = 7.7 + 0.71(163.38 + 30.86) = 145.61 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_3 = 7.7 + 0.687(194.24 + 30.86) = 162.34 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_2 = 7.7 + 0.667 \times (225.1 + 63.6) = 200.26 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_1 = 200.26 + 40.32 = 240.58 \text{ KN}$$

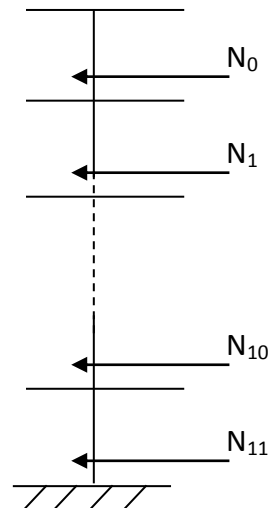


Figure 2.12. Schéma statique de la descente de charge

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (1) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N11	Poutres	15.88	
	Plancher corps creux	16.73	
	Poteau	9.37	
	Acrotère	17.14	
	Dalle pleine	32.51	
	total	74.49	7.7
N10	Venant de N11	74.49	
	Plancher corps creux	15.33	
	Poutre	21.43	
	escalier	1.95	
	Poutre de chaînage	2.25	
	Poteau	12.24	
	Terrasse	18.3	
	Dalle pleine	15.77	
	mur	36.01	
	acrotère	8.75	
	Total	206.52	28.78

N9	Venant de N10	206.52	47.75
	Plancher corps creux	29.87	
	Poutre	21.43	
	Escalier	1.95	
	Dalle pleine	15.77	
	poteau	12.24	
	Poutre de chainage	2.25	
	Mur	45.73	
	Total	335.76	
N8	Venant de N9	335.76	71.42
	Plancher corps creux	29.87	
	Poutres	21.43	
	escalier	1.95	
	Poutre de chainage	2.25	
	Dalle pleine	15.77	
	Terrasse	36.77	
	poteaux	15.50	
	murs	45.73	
	Total	505.03	
N7	Venant de N8	505.03	94.11
	Plancher corps creux	50.50	
	Poutre	19.12	
	escalier	1.95	
	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	15.50	
	Dalle pleine	20.92	
	mur	45.73	
	Total	661	
N6	Venant de N7	661	
	Plancher corps creux	50.50	
	Escalier	1.95	
	poutre	21.43	

	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	19.12	
	Dalle pleine	20.92	
	mur	45.73	
	Total	822.90	
N5	Venant de N6	822.90	
	Plancher corps creux	50.50	
	Poutres	21.43	
	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	19.12	
	Escalier	1.95	
	Dalle pleine	20.92	
	mur	40.77	
	Total	979.84	
N4	Venant de N5	979.84	
	Plancher corps creux	50.50	
	Poutres	21.43	
	escalier	1.95	
	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	23.14	
	Dalle pleine	20.92	
	mur	40.77	
	Total	1140.80	
N3	Venant de N4	1140.80	
	Plancher corps creux	50.50	
	Poutres	21.43	
	escalier	1.95	
	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	23.14	
	Dalle pleine	20.92	
	mur	40.77	
	Total	1301.76	

N2	Venant de N3	1301.76	
	Plancher corps creux	50.50	
	Poutres	21.43	
	Poutre de chainage	2.25	
	escalier	7.82	
	Dalle pleine	16.75	
	mur	27	
	Poteau	27.54	
	Total	1455.05	
N1	Venant de N2	1455.05	
	Plancher corps creux	15.35	
	poutres	15.88	
	escalier	7.46	
	Poutre de chainage	2.25	
	Poteau	33.66	
	Dalle pleine	16.75	
	mur	38.91	
	Total	1585.31	

Tableau 2.6 Descente de charge du poteau (1)

2.14 L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1585.31 + 1.5 \times 240.58 = 2501.03 \text{ Kn}$$

Poteau (2) (centrale)

2.14.1 La dégression des charges

$$Q_0 = 4.51KN$$

$$N_{10}:Q_{10} = 4.51 + 29.43 = 33.94KN$$

$$N_9 : Q_9 = 4.51 + 0.95(29.43) = 32.46KN$$

$$N_8 : Q_8 = 4.51 + 0.95 \times (21.06 + 29.43) = 49.95KN$$

$$N_7 : Q_7 = 4.51 + 0.85 \times (21.73 + 50.49) = 69.89KN$$

$$N_6 : Q_6 = 4.51 + 0.8 \times (16.43 + 72.22) = 75.43KN$$

$$N_5 : Q_5 = 4.51 + 0.75 \times (32.7 + 88.65) = 95.52KN$$

$$N_4 : Q_4 = 4.51 + 0.71 \times (32.7 + 121.35) = 113.88KN$$

$$N_3 : Q_3 = 4.51 + 0.687 \times (32.7 + 154.05) = 132.8KN$$

$$N_2 : Q_2 = 4.51 + 0.667 \times (28.19 + 186.75) = 147.87KN$$

$$N_1 : Q_1 = 147.87 + 11.27 = 159.14KN$$

2.14.2 L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1343.89 + 1.5 \times 159.14 = 2052.96Kn$$

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

L'effort normal maximum $N = 2501.03kn$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 2501.03 = 2751.13Kn$$

2.15 Vérification

2.15.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma} \Rightarrow B \geq \frac{2751.13 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.19m^2$$

On a $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2 \Rightarrow B = 0.36 \geq 0.19m^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calcule		observation
			B	B calculé	
RDC 1 et RDC2	2751.13	60*60	0.36	0.19	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2200.97	55*55	0.303	0.15	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1669.94	50*50	0.25	0.11	vérifiée
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	1136.86	45*45	0.203	0.08	vérifiée
7 et 8 ^{ème}	867.81	40*40	0.16	0.06	vérifiée
terrasse	354.16	35*35	0.123	0.024	vérifiée

Tableau 2.7. Vérification des poteaux à la compression simple.

2.15.2 Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton ; A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton ; γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_0 : Longueur du poteau. ; l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

2.15.3 Vérification du poteau RDC

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.61\text{m.} ; B = 0.60 \times 0.60 = 0.36\text{m}^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4. \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.61}{0.173} = 15.08 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.08}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{2751.14 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.152 \text{ m}^2$$

$$\text{Or nous avons : } B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.33 \text{ m}^2$$

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.33 \text{ m}^2$$

0.33 > 0.152 donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calculée		observation
			Br	Br calculé	
RDC 1 et RDC2	2751.13	60*60	0.33	0.152	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2200.97	55*55	0.27	0.122	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1669.94	50*50	0.22	0.092	vérifiée
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	1136.86	45*45	0.18	0.063	vérifiée
7 et 8 ^{ème}	867.81	40*40	0.14	0.048	vérifiée
terrasse	354.16	35*35	0.10	0.019	vérifiée

Tableau 2.8 vérification au flambement des poteaux

2.15.4 Vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99 /2003(Art 7.4.3.1), l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal dans le poteau non majoré.

B_c: Section brute du poteau

Niveaux	Nu	Section	ν réduit	observation
RDC 1 et RDC2	2501.03	0.36	0.27	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2200.97	0.302	0.29	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1669.94	0.25	0.26	vérifiée
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	1136.86	0.203	0.22	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	867.84	0.16	0.21	vérifiée
terrasse	354.16	0.123	0.11	vérifiée

Tableau 2.9 vérification de l'effort réduit

2.15.5 Conclusion

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

- Poutres principales : $35 \times 40 \text{cm}^2$;
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{cm}^2$;
- Poteaux du RDC1 et RDC2: $60 \times 60 \text{cm}^2$;
- Poteaux d'étage 1 et 2: $55 \times 55 \text{cm}^2$;
- Poteaux des étages 3 et 4 : $50 \times 50 \text{cm}^2$;
- Poteaux des étages 5 et 6 : $45 \times 45 \text{cm}^2$;
- Poteaux des étages 7 et 8 : $40 \times 40 \text{cm}^2$;
- Poteaux de terrasse : $35 \times 35 \text{cm}^2$.

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3.1 Calcul des planchers

3.1.1 Introduction

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré ;
- Un rôle d'isolation thermique et phonique ;
- Un rôle de transmission des charges.

3.1.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme des sections en T, continue sur plusieurs appuis, devant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

3.1.3 Disposition et Pré dimensionnement des poutrelles

3.1.4 Disposition

Le choix du sens porteur est donné par deux critères :

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

3.1.5 Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$h_t = (16+4) \text{ cm}$;

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 55 cm de largeur ;
- Table de compression de 4 cm ;
- Une dalle pleine pour les balcons de 12 cm d'épaisseur.

niveau	type	schéma	type	schéma
RDC	1		4	
	2		5	
	3		6	
	7			
Etage service	1		3	
	2		4	
Etage courant	1		6	
	2		7	
	3		8	
	4		9	
	5			
Etage terrasse	1			
toiture	1			

Tableau 3 .1 différents types de poutrelles

3.1.6 Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

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

Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 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 ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$) ;
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$;
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

3.1.8 Exposée de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.3.1),

et soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $\alpha =$ degré de surcharge du plancher

3.1.9 Evaluation des moments

Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls 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 $\left\{ \begin{array}{l} n = \text{nombre de travées d'une poutre.} \\ (M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}) \end{array} \right.$

M_0 : moment isostatique

Moment en appuis intermédiaires

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

- $-0.6M_0$ pour une poutre à deux travées;
- $-0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $-0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées ;

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

Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive ;

(b): Si c'est une travée intermédiaire ;

M_t : Est le maximum entre (1) et (2) ;

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

3.1.10 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 appuis voisins 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 : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L$

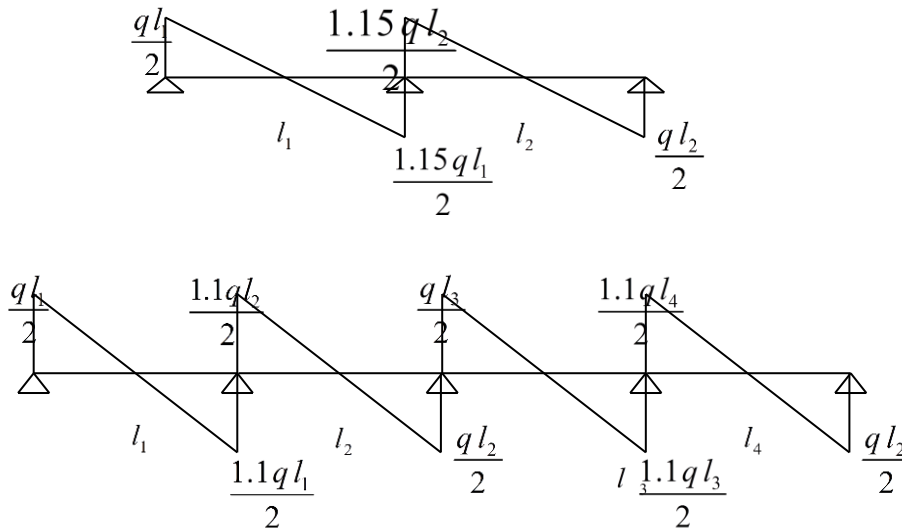


Figure 3.1 Evaluation des efforts tranchants

3.1.11 Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné.

Moment en appuis

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

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

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

3.1.12 Méthode de Caquot minorée

Cette méthode est applicable quand une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$; le moment d'inertie constant sur toutes les travées ; fissuration peu nuisible (F.P.N).

Elle consiste à minorer la charge permanente par un coefficient 2/3. Cette charge nous permet de calculer les moments aux appuis seulement.

3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65$;

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Toiture	6.1	1.5	6.32	4.94
Terrasse accessible	6.61	1.5	7.26	5.27
Commerce	5.25	5	9.48	6.66
Service	5.25	2.5	7.04	5.03

habitation	5.25	1.5	6.06	4.38
------------	------	-----	------	------

Tableau 3.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

3.2.1 Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et 2 du plancher terrasse et service respectivement, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

3.2.2 Calcul de la poutrelle type 1 du plancher terrasse :

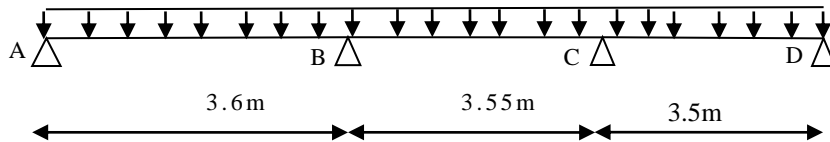


Figure 3.2 schéma statique d'une poutrelle du plancher terrasse

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites :

On applique donc la méthode forfaitaire.

Moments isostatiques

- À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{7.26 \times 3.6^2}{8} = 11.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{7.26 \times 3.55^2}{8} = 11.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{7.26 \times 3.5^2}{8} = 11.11 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 8.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = 8.06 \text{ KN.m}$$

3.2.3 Moments sur les appuis

Appuis de rive

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires

- À l'ELU

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.76 = -5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 11.43 = -5.71 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 8.53 = -4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 8.30 = -4.15 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.184$$

$$\alpha = 0.184 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.055 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.255 \end{cases}$$

- À l'ELU

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.055 \times 11.76 - \frac{5.88}{2} = 9.46 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.627 \times 11.76 = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.055 \times 11.43 - \frac{5.88 + 5.71}{2} = 6.26 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.522 \times 11.43 = 5.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 6.96 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• À L'ELS

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.055 \times 8.53 - \frac{4.26}{2} = 6.86 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.627 \times 8.53 = 5.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.055 \times 8.30 - \frac{4.26 + 4.15}{2} = 4.54 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.627 \times 8.30 = 5.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.055 \times 8.06 - \frac{4.15}{2} = 6.42 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.627 \times 8.06 = 5.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants

• À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{7.26 \times 3.6}{2} = 13.06 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 14.36 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{7.26 \times 3.55}{2} = 12.88 \text{ KN}$$

$$V_C = 11.70 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{7.26 \times 3.5}{2} = 12.70 \text{ KN}$$

$$V_D = 11.54 \text{ KN}$$

• À L'ÉLÈS

Travée A-B

$$V_A = \frac{5.27 \times 3.6}{2} = 9.48 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 10.43 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.27 \times 3.55}{2} = 10.28 \text{ KN}$$

$$V_C = 9.35 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{5.27 \times 3.5}{2} = 10.14 \text{ KN}$$

$$V_D = 9.22 \text{ KN}$$

3.2.4 Calcul de la poutrelle type 2 du plancher étage service

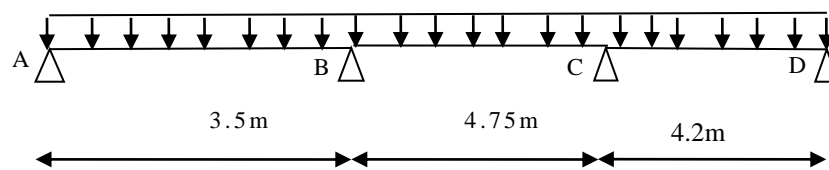


Figure 3.3 schéma statique d'une poutrelle du plancher étage service

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :
 $(l_i/l_{i+1} = 3.5/4.75 = 0.8 < 0.73)$ on applique donc la méthode de Caquot minorée.

Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} \quad \text{Avec :}$$

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.50m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.75 = 3.8m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.75m$$

Les moments aux appuis

- A l'ELU

$$g = (2/3) * G = 3.5 \text{ Kn/m}^2$$

$$q = 8.47 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = \frac{8.47 \times (3.50^3 + 3.8^3)}{8.5 \times (3.50 + 3.8)} \Rightarrow M_B = -13.34 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -\frac{8.47 \times (3.8^3 + 4.20^3)}{8.5 \times (3.8 + 4.20)} \Rightarrow M_C = -16.06 \text{ kn.m}$$

- A l'ELS

$$q = 6 \text{ KNm}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = -\frac{6 \times (3.50^3 + 3.8^3)}{8.5 \times (3.50 + 3.8)} \Rightarrow M_B = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{6 \times (3.8^3 + 4.20^3)}{8.5 \times (3.8 + 4.20)} \Rightarrow M_C = -11.37 \text{ KN.m}$$

Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

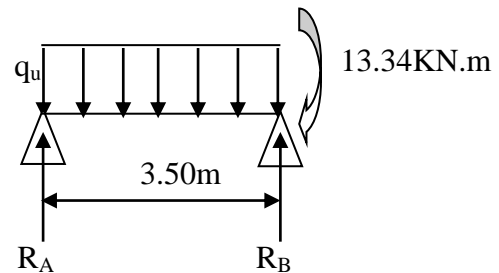
• **Travée AB**

A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{3.50 \times 7.05} = 1.20m$$

$$M = \frac{7.05 \times 1.2 \times (3.50 - 1.20)}{2} - 13.34 \times \frac{1.20}{3.50}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 5.15KNm$$



A ELS

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{(-13.34)}{3.50 \times 5.03} = 1.20m$$

$$M(1.20) = \frac{5.03 \times 1.20 \times (3.50 - 1.20)}{2} + (-13.34) \times \frac{1.20}{3.50}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 3.71KNm$$

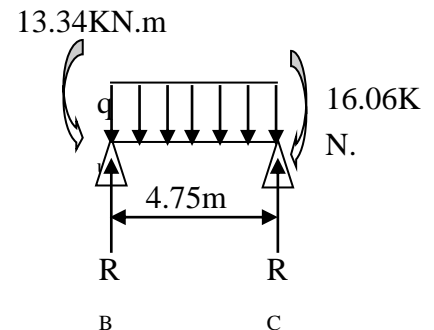
• **Travée BC**

A ELU

$$x = \frac{4.75}{2} + \frac{(-13.34) - (-16.06)}{7.04 \times 4.75} = 2.29m$$

$$M(x) = \frac{7.04 \times 2.29 \times (4.75 - 2.29)}{2} + (-13.34) \times \left(1 - \frac{2.29}{4.75}\right) + (-16.06) \times \frac{2.29}{4.75}$$

$$M_{BC}^{\max} = 5.18KNm$$



A ELS

$$x = 2.30m$$

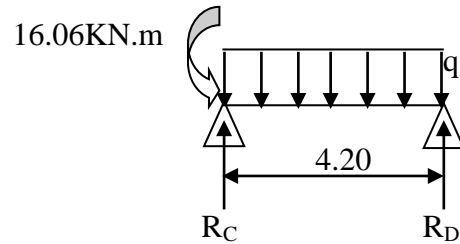
$$M_{BC} = 3.81KNm$$

- **Travée CD**

A ELU

$$x = 2.64m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.64) = 8.53KN.m$$

**A l'ELS**

$$x = 2.64m$$

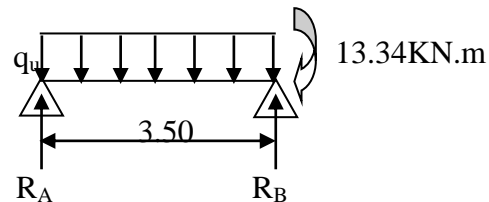
$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.64) = 6.14KN.m$$

Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$



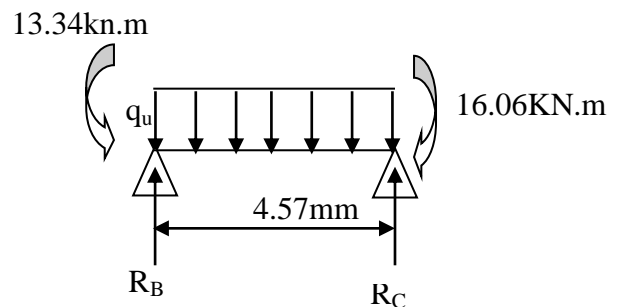
- **Travée AB**

A l'ELU

$$V_A = \frac{7.04 \times 3.50}{2} + \frac{(-13.34)}{3.50} = 8.50KN$$

$$V_B = -\frac{7.04 \times 3.50}{2} + \frac{(-13.34)}{3.50} = -16.13KN$$

- **Travée BC**



$$V_B = \frac{7.04 \times 4.75}{2} + \frac{(-13.34) - (-16.06)}{4.75} = 16.15 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.04 \times 4.75}{2} + \frac{(-13.34) - (-16.06)}{4.75} = -16.17 \text{ KN}$$

• Travée CD

$$V_C = \frac{7.04 \times 4.2}{2} - \frac{(-16.06)}{4.2} = 18.61 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7.04 \times 4.2}{2} + \frac{-(-16.06)}{4.2} = -10.96 \text{ KN}$$

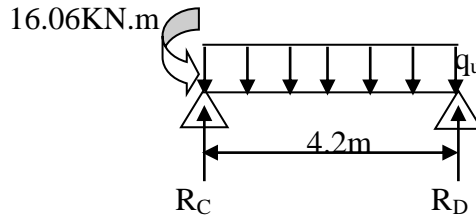


Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchant

Pour les autres types de poutrelles les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

Niv	type	ELU			ELS	
		M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)
Etage courant	1	9.37	-8.59	-14.91	7.08	-6.16
	2	8.01	-4.9	-11.99	5.79	-3.54
	3	12.85	-11.51	16.33	-6.83	-6.16
	4	12.85	-9.12	16.33	9.32	-6.53
	5	13.09	-10.25	-16.55	9.46	-7.41
	6	13.36	0	12.72	9.65	0
	7	7.51	0	9.54	5.43	0
	8	17.09	0	14.39	12.3	0
	9	6.81	0	9.09	4.92	0
RDC	1	14.05	-15.06	23.50	9.92	-10.47
	2	15.80	-11.91	-19.22	11.92	-8.51
	3	12.96	-9.21	-19.62	9.10	-6.47
	4	20.90	0	19.90	14.68	0
	5	14.51	0	16.59	10.20	0
	6	15.35	0	17.06	10.78	0
	7	26.73	0	22.51	18.78	0

	1	10.89	-10.44	-17.34	7.85	-7.39
	2	8.53	-16.06	19.07	6.13	-11.37
service	3	9.08	-6.84	-14.57	6.48	-4.88
	4	15.52	0	14.78	11.09	0
terrasse	1	9.40	-5.88	-14.37	6.86	-4.26
Toiture	1	7.46	-5.97	-12.90	5.83	-4.66

Tableau 3.3 les Sollicitation maximal dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS.

3.2.5 Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 7 du plancher étage commercial qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\begin{aligned}
 & M_{Travée}^{Max} = 26.73 \text{ KN.m} \\
 \bullet \text{ P'ELU} \quad & M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -4.00 \text{ KN.m (rive)} \\ V^{Max} = 22.51 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS:} \quad M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.81 \text{ KN.m (Rive)} \\ M_{Travée}^{Max} = 18.78 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cm} \\
 h_0 &= 4 \text{ cm} \\
 h &= 20 \text{ cm} \\
 H &= 16 \text{ cm} \\
 b_0 &= 10 \text{ cm} \\
 d &= 18 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

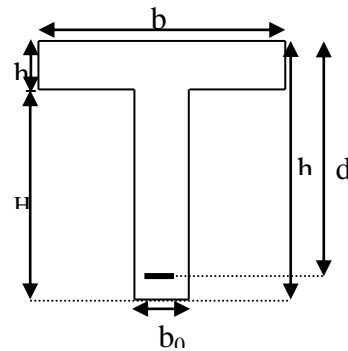


Figure 3.4 Schéma d'une poutrelle

Calcul à l'ELU

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

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Armatures longitudinales**Ferraillage en travée**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 26.73 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.73 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.089$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.089$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.117$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.171 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 3\phi 14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

Ferraillage en appuis

- Appuis de rive

$$M_{Interne}^a = -4.00 \text{ KN.m}$$

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 est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.086$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.113$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.171 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 0.66 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

3.2.6 Armatures transversales

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{22.51 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.25 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.133f_{c28}; 5MPa) = \min(3.33; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 1.25MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57cm^2$

➤ L'espace

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage. $\Rightarrow K=1$

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.65 \times (1.25 - 0.3 \times 2.1)} = 0.045m$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57m = 57cm$$

On prend $S_t = 15cm$

Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales

Au niveau de l'appui de rive ; On a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 22.51 \times 10^{-3} = 0.64cm^2$$

$$A_L \geq 0.64cm^2 \text{ Or } A_L = 1T10 + 3T14 = 5.41cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de la jonction table nervure au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{22.51 \times 10^{-3} \left((0.65 - 0.10) / 2\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.46MPa$$

$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

Vérification de la bielle

$V_u \leq 0.8b_0 a f_{c28} / 2\gamma_b \Rightarrow 22.51 \text{ kN} < 108 \text{ kN}$ vérifiée.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

poutrelles	type	position	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
			$A_{calculée}$ cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Type de barres	A_t cm^2	S_t cm	
étage commercial	7	travée	4.47	1.41	4.47	3T14	4.62	2Φ6	15
		App rive	0.66	0.21	0.66	1T10	0.79		
Etage service	4	travée	2.41	1.41	2.41	1T12+2T10	2.70	2Φ6	15
		App rive	0.38	0.21	0.38	1T10	0.79		
étage habitation	8	travée	2.81	1.41	2.81	1T12+2T10	2.70	2Φ6	15
		App rive	0.42	0.21	0.42	1T10	0.79		
terrasse accessible	1	travée	1.91	1.41	1.91	2T10+1T8	2.07	2Φ6	15
		App inter	1	0.21	1	2T10	0.79		
		App rive	0.28	0.21	0.28	1T10	0.79		
toiture	1	travée	1.2	1.41	1.2	2T10+1T8	2.07	2Φ6	15
		App inter	1.02	0.21	1.02	2T10	1.57		
		App rive	0.24	0.21	0.24	1T10	0.79		

Tableau3.4 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles

		Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
poutrelles	type	App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.33 Mpa$	La bielle	cisaillement
		$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$		$V_u \leq 0.4 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} b_0.a$ $V_u \leq 108Kn$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
RDC	7	AS = 0.79 ≥ 0.64	/	$\tau_u = 1.46 \leq 3.33$ <i>Mpa</i> Vérifiée	$V_u = 22.51Kn \leq 108kn$ Vérifiée	$\tau_u = 1.25 Mpa$ Vérifiée
Etage1	4	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.425$ vérifiée	/	$\tau_u = 0.965 Mpa$ vérifiée	$V_u = 14.784Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.82 Mpa$ vérifiée
étage courant	8	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.41$ vérifiée	/	$\tau_u = 0.939 Mpa$ vérifiée	$V_u = 14.393Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.799 Mpa$ vérifiée
terrasse accessible	1	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.48$ vérifiée	$A_l \geq -0.15$ Aucune vérification à faire	$\tau_u = 0.11 Mpa$ vérifiée	$V_u = 14.37Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.94 Mpa$ vérifiée
toiture	1	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.37$ vérifiée	$A_l \geq -0.68$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.84 Mpa$ Vérifiée	$V_u = 12.90Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 0.71 Mpa$ Vérifiée

Tableau.3.5 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement

3.2.7 Evaluation de la flèche

Exemple de calcul : RDC

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \text{ Tel que :}$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

$$\text{La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

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.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; \quad M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Contraintes** (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives** (If)

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

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

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

- **Evaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.25 = 3.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.25 + 5) = 6.66 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.75^2}{8} = 3.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.41 \times 4.75^2}{8} = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{6.66 \times 4.75^2}{8} = 14.08 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section**

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 47768.53 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 47768.53 \text{ cm}^4, \quad I = 14400.45 \text{ cm}^4, \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2,$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{10 \times 18} = 0.025$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.0522 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.025} = 1.706 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 1.706 = 0.682$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 45.66 \text{Mpa}, \quad \sigma_{sg} = 95.98 \text{Mpa}, \quad \sigma_{sp} = 187.43 \text{Mpa}$$

- **calcul des inerties fictives**

$$\mu_j = 0.448 \quad \mu_g = 0.685 \quad \mu_p = 0.823$$

$$I_{f_{ij}} = 29782.76 \text{cm}^4 \quad I_{f_{ig}} = 24229.98 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 21857.13 \text{cm}^4 \quad I_{f_{vg}} = 35814.10 \text{cm}^4$$

- **calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{3.43 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 29782.76 \times 10^{-8}} = 0.8 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.21 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 24229.98 \times 10^{-8}} = 2.08 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{14.08 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 21857.13 \times 10^{-8}} = 4.5 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.21 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 10721.4 \times 35814.10 \times 10^{-8}} = 4.2 \times 10^{-3} \text{m}$$

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

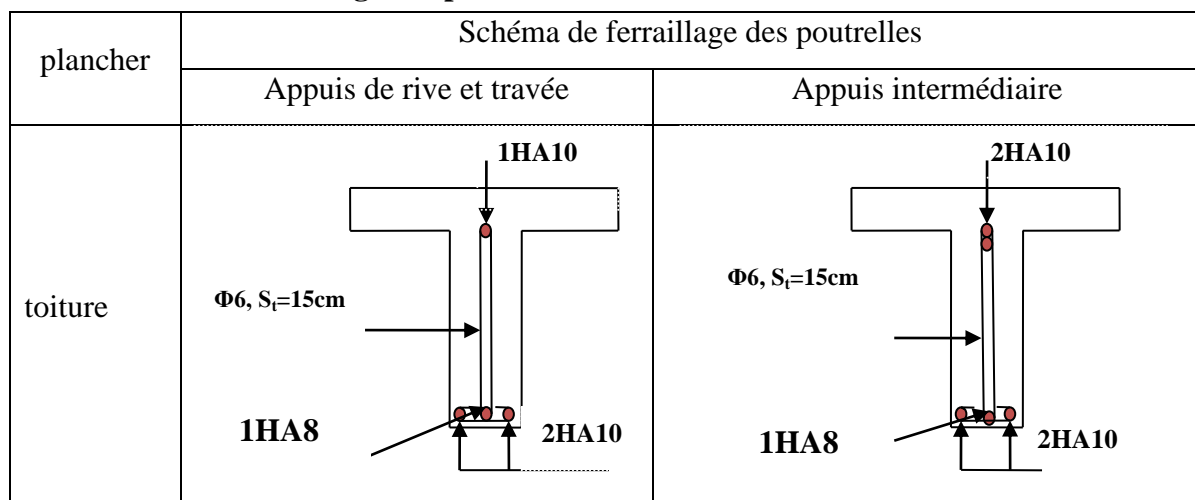
poutrelles	q_j	q_g	q_p	M_j^{ser}	M_g^{ser}	M_p^{ser}
	<i>Kn/m</i>	<i>Kn/m</i>	<i>Kn/m</i>	<i>Kn.m</i>	<i>Kn.m</i>	<i>Kn.m</i>
RDC	1.85	3.41	6.66	3.43	7.21	14.08
service	1.85	3.41	5.03	3.06	5.63	8.31
habitation	1.85	3.41	4.38	3.91	7.21	9.26
Terrasse	4.52	6.11	8.62	2.24	5.21	6.40
toiture	1.85	3.96	4.61	3.91	8.38	9.76

poutrelles	$I_0 \times 10^{-4}$	Y	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
	(m^4)	m				Mpa	Mpa	Mpa			
RDC	0.4776	4.73	0.025	1.706	0.682	45.66	95.98	187.43	0.448	0.658	0.823
service	4.5982	0.043	0.017	2.509	1.003	59	108.55	160.22	0.398	0.612	0.717
habitation	4.6261	0.043	0.017	2.509	1.003	77.55	143.01	183.60	0.501	0.689	0.748
terrasse	4.532	0.036	0.0115	3.709	1.483	64.53	150.36	184.51	0	0.59	0.65
toiture	4.559	0.039	0.013	3.281	1.312	16.14	34.61	40.31	0	0.057	0.124

poutrelles	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation
	$(\times 10^{-4} m^4)$				(mm)						
RDC	29.78	24.229	21.85	35.81	0.80	2.08	4.50	4.20	5.82	9.50	vérifiée
service	2.55	2.01	1.82	3.15	0.65	1.5	2.50	2.9	3.2	8.40	vérifiée
habitation	2.25	1.86	1.76	3.00	1.20	2.70	3.60	5.04	4.70	9.50	vérifiée
terrasse	4.98	1.55	1.45	2.65	1.80	1.34	1.76	2.30	0.96	7.20	vérifiée
toiture	5.01	4.22	3.56	4.66	0.305	0.77	1.07	2.10	2.09	7.10	vérifiée

Tableau.3.6 vérification des états limite de déformation

3.3 Schéma de ferrailage des poutrelles



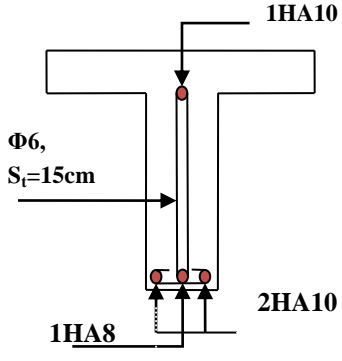
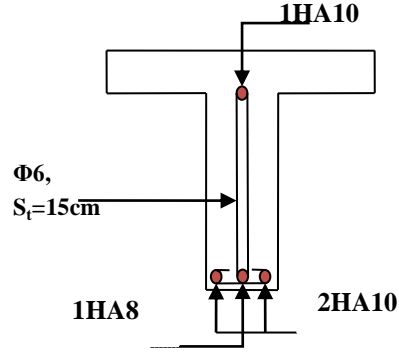
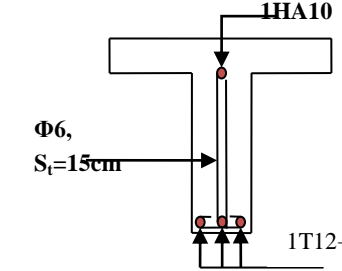
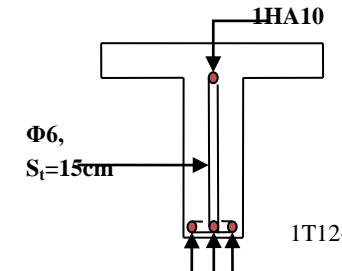
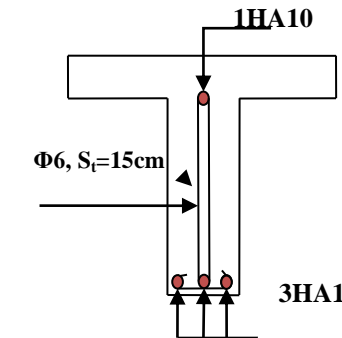
terrasse		
habitation		
service		
RDC		

Tableau 3.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles

3.4 Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- 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

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où ; on opte : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150

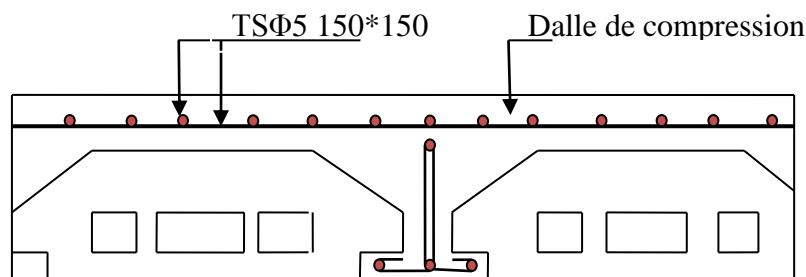


Figure.3.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.5 Etude des dalles pleines

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x)

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

3.5.1 Premier type

$L_x = 1.4 \text{ m}$

$L_y = 3.7 \text{ m}$

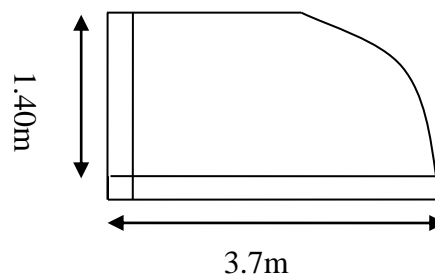


Figure.3.6 schéma de la dalle (type1)

$$\rho = \frac{1,40}{3,7} = 0,37 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (sens x) comme une console.}$$

Evaluation des charges

$$G = 4,64 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,51 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8,14 \text{ KN/m}^2.$$

$Q_g = 1 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{11,51 \times 1,40^2}{2} + 1,35 \times 1,40 = 13,16 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 11,51 \times 1,40 + 1,35 = 17,46 \text{ KN.m.}$$

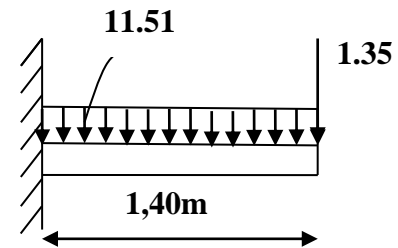


Figure 3.7 schéma statique de la dalle (type1).

3.5.2 Ferrailage

Armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 12 \text{ cm}, \quad d = 10 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Mu (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A adp (cm ²)	St (cm)
13,35	0,094	0,062	0,097	3,93	1,2	4HA12=4,52	20

Tableau 3.8 Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

$A' = 0$ (pas d'armatures de compressions).

Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

3.5.3 Vérification

- L'ELU

L'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ Tel que : $\bar{\tau} = 0.06 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.50 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$1.2 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

3.6 L'ELS**3.6.1 La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \quad ; \quad M_{\text{ser}} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{8.14 \times 1.40^2}{2} + 1.4 \times 1 = 9.37 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.030m$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.15 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.757 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3.6.2 La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 236.76 MPa.$$

$\sigma < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots$ Ce n'est pas vérifié donc on redimensionne la section de ferrailage à L'ELS

- **Moment résistant réduit**

$$\alpha = 0.483$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \Rightarrow \mu_{bu} = 0.2$$

$$\mu_{sr} = \frac{M_s}{bd^2 \sigma_s} = \frac{9.37 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1)^2 \times 201.63} = 0.0064$$

$$\mu_{sr} \leq \mu_{rb}$$

Donc pas d'armatures de comprimées.

- **Calcul des aciers tendus**

$$z = d(1 - 0.33\alpha) \Rightarrow z = 0.084m$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 5.53 cm^2$$

On prend $A_s = 5\phi 12 = 5.65 cm^2$

Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{5.53}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

3.6.3 Vérification**Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.40} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0679 \geq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche

$$M_g = \frac{g l^2}{2} + p l \rightarrow M_g = 6.43 \text{ kn} \cdot \text{m};$$

$$M_p = \frac{g+q}{pl} l^2 \rightarrow M_p = 8.44 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_j = \frac{3 g l^2}{2} + P l \rightarrow M_j = 4.83 \text{ kn} \cdot \text{m}.$$

$$\text{On a: } l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ cm}$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = 0.56 \text{ mm} \quad f_{gi} = 1.30 \text{ mm}, \quad f_{gv} = 0.80 \text{ mm}, \quad f_{pi} = 1.08 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.02 \text{ mm} < f_{adm} = 2.8 \text{ mm} ;$$

Donc la flèche est vérifiée.

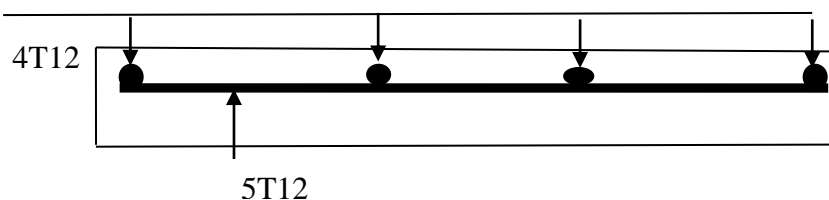
3.6.4 Le schéma de ferrailage

Figure 3.8 schéma de ferrailage de la dalle pleine type1

3.7 Dalles pleines sur trois appuis

3.7.1 Méthode de calcul

Le calcul de ce type se fait on utilisant la théorie des lignes de rupture.

$$c1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

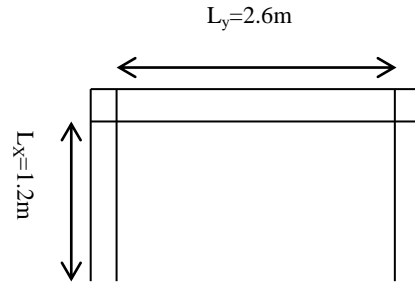


Figure 3.9 Dalle pleine sur 3 appuis

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,2}{2,60} = 0,46 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} = \frac{2.60}{2} = 1.3 \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 4.64 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow p_u = 11.51 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad P_s = G + Q = 4.64 + 3.5 = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0y} = 11.51 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3.31 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11.51 \times \frac{1.2^2}{2} \times 2.6 - \frac{2}{3} \times 11.51 \times 1.2^3 \Rightarrow M_{0x} = 8.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis

$$\begin{cases} \text{Max} = \text{May} = -0.3M_{0x} = -2.487 \text{ KN.m} \\ \text{Max} = \text{May} - 0.5M_{0x} = -4.145 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{12}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 8.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 3\right) = 7.2 \text{ cm}$$

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
En Travée	Selon y	2.48	0.033	0.042	0.070	1.00	0.86	4T10 3.14cm ²
	Selon x	7.04	0.070	0.091	0.080	2.50	1.01	5T8 2.01cm ²
En appui	Selon y	2.487	0.033	0.042	0.070	1.00	0.86	4T8 2.01cm ²
	Selon x	4.145	0.041	0.052	0.082	1.44	1.01	4T8 2.01cm ²

Tableau 3. 9 ferrailages de la dalle pleine sur 3 appuis

Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc $S_t \leq 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$. Donc : $S_t \leq 33 \text{ cm}$; On opte: $S_t = 20 \text{ cm}$

3.8 Vérification a l'E.L.U

L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.51 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.46}{2}} = 5.61 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.084} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.090 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ Vérifiée.}$$

3.9 Vérification a l'E.L.S

3.9.1 État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.14 \times \frac{1.2^3}{6} = 2.34KN.m \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 2.34 = 1.99KN.m \\ M_{0y} = 8.14 \times \frac{1.2^2}{2} \times 2.6 - \frac{2}{3} \times 8.14 \times 1.5^3 = -3.07KN.m \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 5.86 = 4.98KN.m \end{cases}$$

❖ Travée // L_x :

❖ Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.084 = 0$$

On trouve : y = 0,023 m

▪ Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,023^3 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0,084 - 0,023)^2$$

$$I = 0.000021m^4$$

▪ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.98 \times 10^{-3} \times 0,023}{0.000021} \Rightarrow \sigma = 5.454MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ vérifié.}$$

3.9.2 Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63MPa.$$

▪ Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.98 \times 10^{-3}}{0.000021} \times (0.084 - 0.023) \Rightarrow \sigma_{st} = 216.98MPa < 201.63MPa \text{ Vérifié.}$$

❖ Travée //à L_y

❖ Calcul de y

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0,072 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 0.018 \text{ m}$

▪ **Calcul de l'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \times 0,018^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0,072 - 0,018)^2 \Rightarrow I = 0.0000107 \text{ m}^4$$

▪ **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.93 \times 10^{-3} \times 0,018}{0.000021} = 2.51 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.93 \times 10^{-3}}{0.000021} \times (0.072 - 0.018) = 113.01 < 240 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

3.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

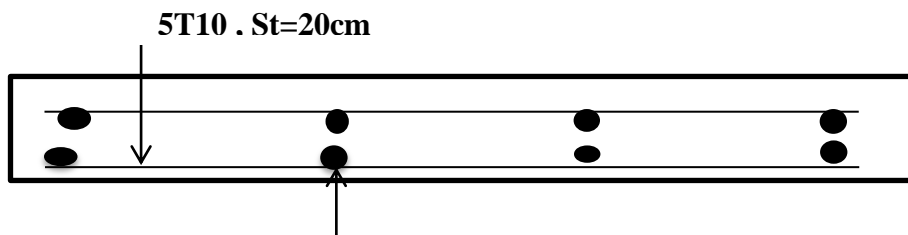


Figure.3.10 schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.

3.10.1 Dalle pleine sur quatre appuis

Evaluation des charges

$$G = 7.2 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.22 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.2 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{425}{425} = 1 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

Calcul à l'ELU :

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 1$$

Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0366 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 7.41 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 7.41 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 20\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.41) = 6.3 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (7.41) = 6.3 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times (7.41) = -2.22 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times (7.41) = -2.22 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.20) \text{m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} (= 20\text{mm})$

On $l_x = l_y$ donc on fait l'étude dans un seul sens (l_x), et sera la même pour l'autre sens (l_y).

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{min} (cm^2)	A_a^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)
Sens xx	6.3	2.22	1,14	0.4	1.6	1.6	2.36 3T10	3.36 3T10
Sens yy	6.3	2.22	1.3	0.45	1.7	1.7	2.36 3T10	2.36 3T10

Tableau 3.10: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Espacement des armatures

- **Armatures // L_x :** $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ On opte: $S_t = 25\text{cm}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t=25\text{cm}$

Vérification à l'ELU

❖ cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{11.22 \times 4.25}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 15.89 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{15.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_U = 0.093 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.10.2 4. Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0441 \times 8.2 \times 4.25^2 = 6.53 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1.000 \times 6.53 = 6.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

(Annexe I)

❖ Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.95 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Selon L_x : $M_t^x = 5.55 \text{ KN.m}$, $A = 2.36 \text{ cm}^2$ et $d = 17 \text{ cm}$; $Y = 0.031 \text{ m}$; $I = 7.83 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.197 \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa$$

3.10.3 Etat limite d’ouverture des fissures

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63MPa. \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 137.15 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

3.10.4 Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

▪ **Sens x-x**

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.047 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art, L, IV, 10)}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0014 \geq 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.047 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens

3.11 Schéma de ferrailage

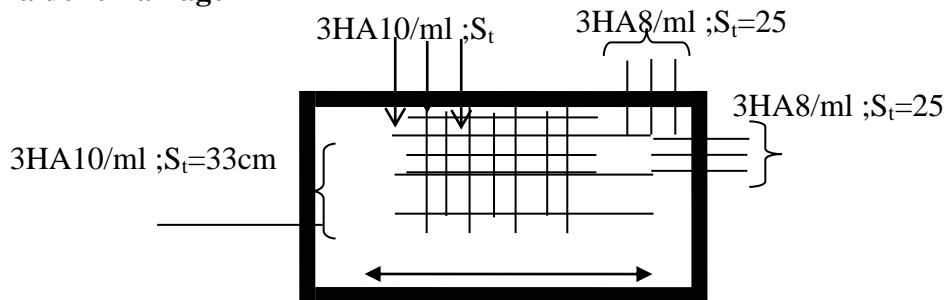


Figure3.11 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre

3.12 Etude des escaliers

Type 02 RDC1 volée 1

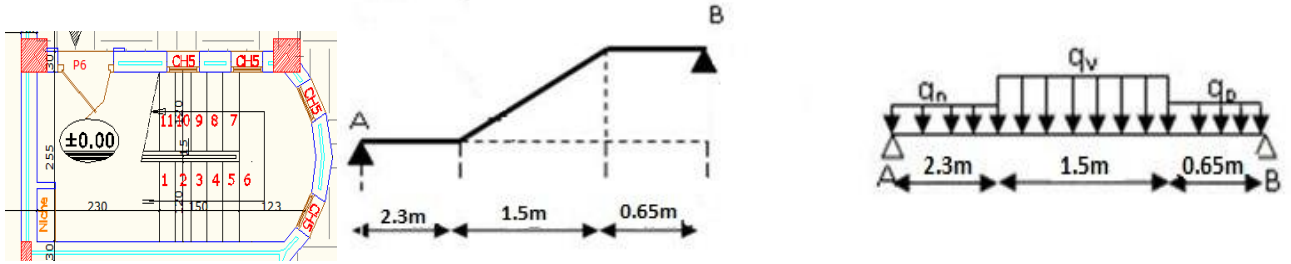


Figure 3.12 schéma statique de la volée 1 de RDC1

3.12.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS

	qv(KN/m ²)	qp(KN/m ²)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} (KN)
ELU	13,99	10,47	24,96	26,92	29,74	26,92
ELS	10,09	7,48	17,87	19,32	21,34	19,32

Tableau 3.11 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.12.2 Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adopté} (cm ² /ml)
En travée	22,30	0,109	0,145	0,113	5,67	1,44	6HA12, A=6,79
En appuis	14,87	0,072	0,094	0,115	3,70	1,44	5HA10, A=3,93

Tableau 3.12 ferrailage d'escalier type 2 RDC1

Calcul de la section des armatures transversal

En travée : $A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/ml

Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$.

3.12.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 2.167 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26,92 \times 10^{-3}}{0.1} = 0.269 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = 10,72 \text{cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\text{Max}} = 0,77 \text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifiée}$$

3.12.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5} (\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	18,14	0.042	9,49	8,09	15	
En appui	8,53	0.032	5,651	4.85	15	

Tableau 3.13 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1

Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.031 < 0.278 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L, VI, 2)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 0,042 \text{m}, I_0 = 2.57 \times 10^{-4} \text{m}^4; \rho = 0.0064; \lambda_i = 3.27; \lambda_v = 1.309.$$

$j_{eq} (\text{KN/ml})$	M_{jser} (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
4.43	8.22	1.1	134.38	0.336	4.66

$g_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{g_{ser}}$ (KN.m)	$I_f^g \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{gi} (\text{mm})$
5.85	10.86	1.1	133.89	0.335	6.07
$P_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{p_{ser}}$ (KN.m)	$I_f^p \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{pi} (\text{mm})$
8.35	15.5	1.1	191.89	0.474	8.67
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{g_{ser}}$ (KN.m)	$I_f^{g_v} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_{g_v} (MPa)$	μ_g	$f_{g_v} (\text{mm})$
5.85	10.86	1.9	133.89	0.335	10.55

Tableau 3.14 calcul de la flèche, escalier type 2 RDC1

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{g_v} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.849 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

Schéma de ferrailage de la volée

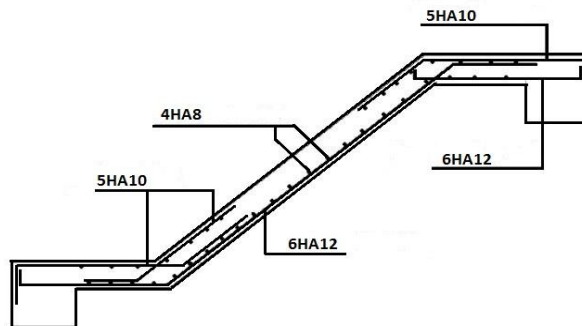


Figure3.13 Schéma de ferrailage de la volée 1RDC1

3.13 Type 02 RDC1 volée 2et3

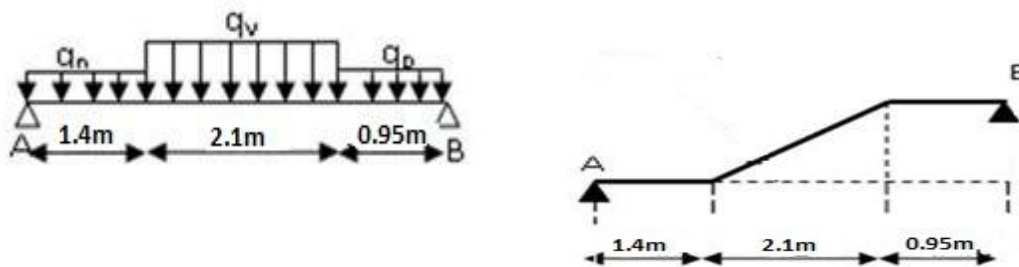


Figure3.14 Schéma statique des volets 2 et 3

3.13.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS

	qv (KN/m ²)	qp (KN/m ²)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} (KN)
ELU	13,71	10,47	26,36	27,04	31,63	27,04
ELS	9,88	7,48	18,90	19,41	22,74	19,41

Tableau 3.15 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.13.2 Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adopté} (cm ² /ml)
En travée	2 3,72	0,116	0,154	0,112	6,05	1,44	4HA14, A=6,16
En appuis	15,82	0,077	0,1	0,115	3,94	1,44	4HA12, A=4,52

Tableau 3.16.ferrailage d'escalier type 2 RDC1 volée 2et3

Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement des barres

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{En appuis} \quad S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

3.13.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27,04 \times 10^{-3}}{0.1} = 0.270 \text{ MPa} < \tau_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$Al = 10,68 \text{ cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\text{Max}} = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$

3.13.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^5$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	19,33	0.038	8,03	9,17	15	
En appui	9,09	0.034	6,32	4.90	15	

Tableau 3. 17 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1 volée2et3

3.13.5 Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.031 < 0.278 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L, VI, 2)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 0,038 \text{ m}, I_0 = \times 10^{-4} \text{ m}^4; \rho = 0.0051; \lambda_i = 4.11; \lambda_v = 1.65.$$

j_{eq} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$If_j \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
4.52	8.4	1.15	128.66	0.34	6.07
g_{eq} (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$If_g \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
6.11	11.34	1.44	173.7	0.22	3.6
P_{eq} (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$If_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
8.62	16	1.92	245.08	0.48	10.7
g_{eq} (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$If_{gv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
6.11	11.34	2.02	173.7	0.22	7.68

Tableau 3.18 calcul de la flèche, escalier type 02 RDC 1 volée2et 3

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.871 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

3.13.6 Schéma de ferrailage de la volée 2et3

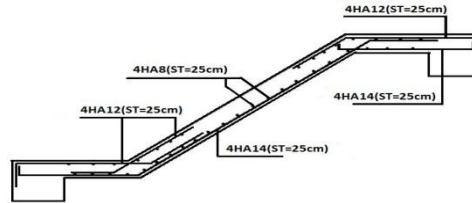
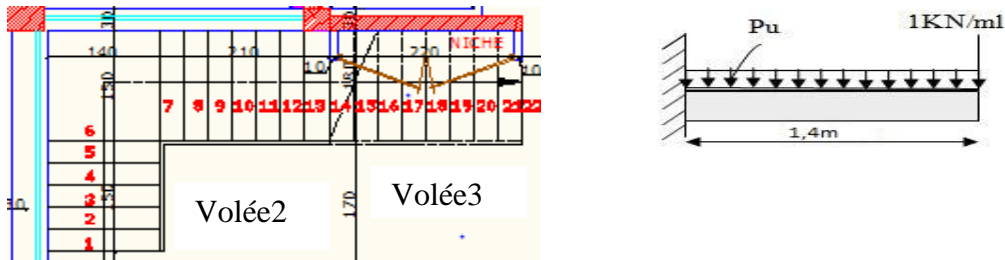


Figure 3.15 Schéma de ferrailage de la volée 2et3

3.14 Escalier du RDC 1 à 3 volée



Volée1 Figure3.16 schéma statique

3.14.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS

	qu(KN/m)	pu(KN/m)	Mu(KNm)	T ^{MAX} (KN)
ELU	13,99	1,35	15,6	20,94
ELS	10,09	1.00	11,28	15,12

Tableau 3.19 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.14.2 Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
En appuis	15,6	0,076	0,099	0,115	3,89	1,44	5HA10, A=3,93

Tableau 3.20 ferrailage d'escalier type2 RDC1

Calcul de la section des armatures transversal

En appuis: $A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3T8 = 1.51cm²/ml

Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$.

3.14.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,167 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20,94 \times 10^3}{0.12} = 0.174 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = 3,93 \text{cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\text{Max}} = 0,602 \text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

3.14.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5} (\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En appui	11,28	0.032	5,65	6,42	15	

Tableau.3.21 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 2 RDC1

3.14.5 Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.087;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.1 \quad \text{(BAEL 91 ; L, VI, 2)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0032 < 0.01$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.14.6 Schéma de ferrailage de la volée RDC 1type2

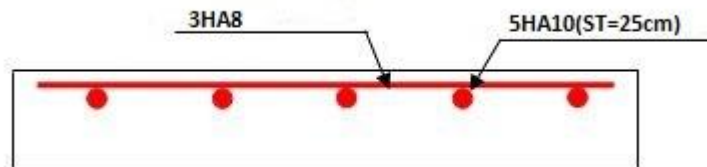


Figure 3 17.Schéma de ferrailage de la volée RDC

3.15 Escalier du RDC1 la volée 2

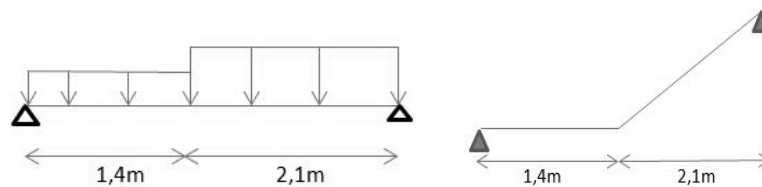


Figure 3 .18 Schéma de ferrailage de la volée2 RDC

3.15.1 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	qv(KN/m)	qp(KN/m)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} (KN)
ELU	12,93	10,47	19,87	21,93	18,61	21,93
ELS	9,3	7,48	14,23	15,76	13,36	15,76

Tableau 3.22 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.15.2 Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adopté} (cm ² /ml)
En travée	13,96	0,068	0,088	0,115	3,46	1,44	5HA10, A=3,93
En appuis	9,3	0,045	0,058	0,117	2,28	1,44	5HA8, A=2,51

Tableau 3.23 ferrailage d'escalier type2 RDC1 volée2

Calcul de la section des armatures transversal

En travée : $A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3T8 = 1.81 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3T8 = 1.81 cm²/ml

Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

3.15.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,167 \text{ MPa}$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21,93 \times 10^{-3}}{0.12} = 0.182 \text{ MPa} < \tau_u$. Condition vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$A_l = 6,44 \text{ cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\text{Max}} = 0,63 \text{ cm}^2$ C'est vérifié

3.15.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5} (\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	11,35	0.032	5,65	6,46	15	vérifiée
En appui	5,34	0.026	3,91	3.62	15	

Tableau 3.24. Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2 RDC1 volée2

Vérification de l'état limite de déformation

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.04 < 0.218 \dots \dots \dots$ (Non vérifiée) **(BAEL91 ; L,VI,2)**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$y = 0,032 \text{ m}, I_0 = 2,43 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \rho = 0.0032; \lambda_i = 6.412; \lambda_v = 2.564$.

$j_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$I_{f_j} \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji}(\text{mm})$
5.11	5.86	2.04	136.9	0,046	1.09
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_g} \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi}(\text{mm})$
6.07	6.97	1.51	162.83	0,12	1.75
$P_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	$I_{f_p} \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi}(\text{mm})$
8.57	9,84	9.78	229.89	0,27	0.991
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv}(\text{mm})$
6.07	6.97	2.04	162.83	0,12	3.9

Tableau 3.25 calcul de la flèche, escalier type2 RDC1 volée2

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.205\text{cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

3.15.5 Schéma de ferrailage de la volée2 RDC1

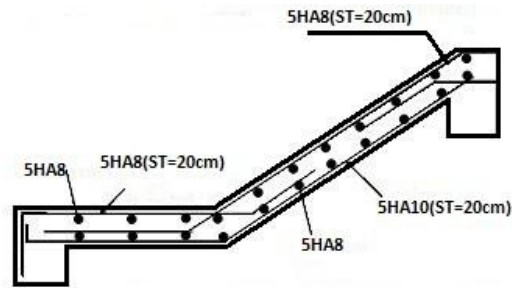


Figure 3.19 schéma de ferrailage de la volée 2 RDC1

3.16 RDC1 type2 volée 3



Figure 3.20 schéma statique de la volée 3 RDC1

3.16.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS

	qv(KN/m)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} ((KN)
ELU	13,88	11,66	11,66	9,99	16,66
ELS	10,01	12,01	12,01	7,20	12,01

Tableau 3.26 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.16.2 Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adopté} (cm ² /ml)
En travée	7,49	0,036	0,046	0,117	1,83	1,44	3HA10 ,A=2,3 6
En appuis	4,99	0,024	0,031	0,118	1,21	1,44	3HA8,A=1,51

Tableau 3.27 ferrailage d'escalier type volée 3 RDC1 type2

Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : 1T10} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : 1T8} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$. Travée

$S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$. Appuis

3.16.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{16,66 \times 10^{-3}}{0,12} = 0,138 \text{ MPa} < \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = 3,87 \text{ cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\text{Max}} = 0,478 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

3.16.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5} (\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	6,12	0.027	3,71	4,25	15	
En appui	2,88	0.021	2,52	2.41	15	

Tableau.3.28 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2 volée 3 RDC1

Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.058 < 0.15 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L, VI, 2)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 0,027 \text{ m}, I_0 = 2,37 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \rho = 0.0019; \lambda_i = 11.05; \lambda_v = 4.42.$$

j_{eq} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$If_j \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
6.19	3.34	2.607	125.58	0	0.22
g_{eq} (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$If_g \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
5.71	3.08	2.607	115.81	0	0.21
P_{eq} (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$If_p \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
10.01	5,40	2.607	203.04	0	0.37
g_{eq} (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$If_{gv} \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
5.71	3.08	2.607	115.81	0	0.63

Tableau 3.29 calcul de la flèche, escalier typ2e volée 3 RDC 1.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.057 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

3.16.5 Schéma de ferrailage de la volée 3 RDC

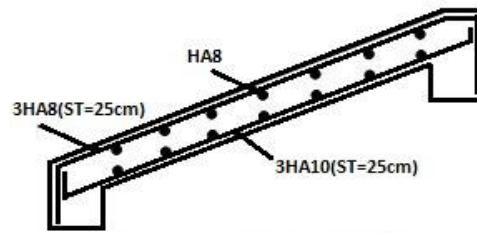


Figure 3.21 Schéma de ferrailage de la volée 3RDC

3.17 Escalier de l'étage 1

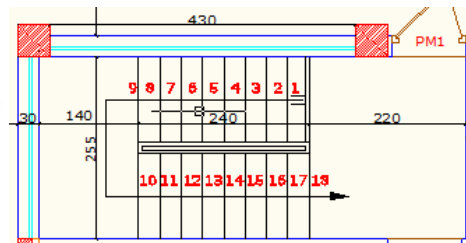
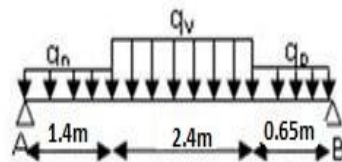
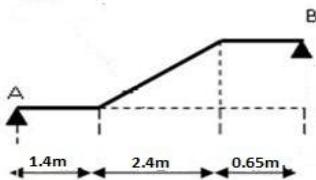


Figure 3.22 Schéma statique d'escalier étage 1

3.17.1 Les sollicitations à l'ELU et à ELS

	qv(KN/m)	qp(KN/m)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} (KN)
ELU	13,88	10,47	28,09	26,71	32,35	28,09
ELS	10,01	7,48	20,19	19,16	23,28	20,19

Tableau 3.30 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.17.2 Ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté}(cm^2/ml)$
En travée	24,26	0,118	0,158	0,112	6,2	1,44	6HA12, A=6,79
En appuis	16,17	0,079	0,103	0,115	4,04	1,44	4HA12, A=4,52

Tableau 3.31 ferrailage d'escalier type 1 étage 1

Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 cm^2/ml \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01 cm^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2/ml \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01 cm^2/ml$$

Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t = 15cm$. Travée

$$S_t \leq (4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t = 25cm$$
. Appuis

3.17.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2,167MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28,09 \times 10^{-3}}{0,12} = 0,23MPa < \tau_u . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$Al = 11,31 cm^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V^{Max} = 0,80 cm^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

3.17.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}(m^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée	19,78	0.04	8,65	11,21	15	vérifiée
En appui	9,31	0.033	7,26	8.90	15	

Tableau 3 .32 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 1 étage 1

Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.031 < 0.27 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L, VI, 2)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 0,04m, I_0 = 2, 54 \times 10^{-4} m^4; \rho = 0.0056; \lambda_i = 3.71; \lambda_v = 1.48.$$

$j_{eq}(\text{KN/ml})$	M_{jser} (KN.m)	$I_{f_j} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ji} (mm)$
4.95	9.18	2.79	12.73	0	2.02
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_g} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{gi} (mm)$
5.37	9.97	2.79	13.83	0	2.19
$P_{eq}(\text{KN/ml})$	M_{pser} (KN.m)	$I_{f_p} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{pi} (mm)$
8.84	16,41	2.79	22.76	0	3.61
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
5.37	9.97	2.79	13.83	0	6.59

Tableau3.33 calcul de la flèche, escalier type1 étage 1.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.6cm \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.89cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

3.17.5 Schéma de ferrailage de l'escalier étage 1

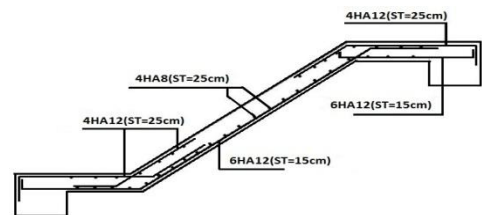


Figure 3.23 Schéma de ferrailage de la volée

3.18 Escalier simple des étages 1à8

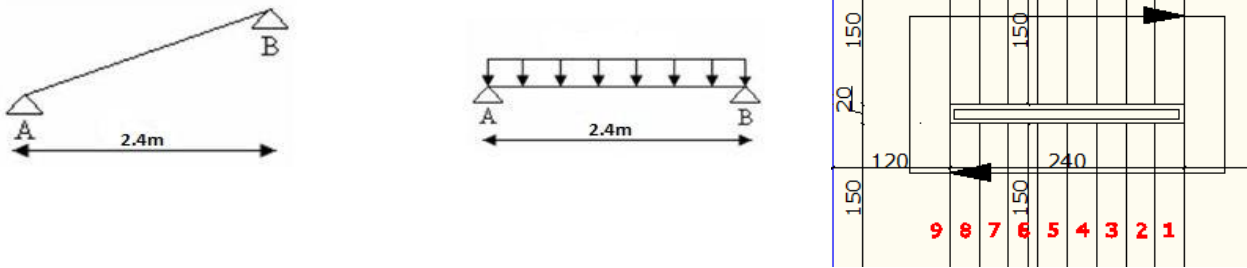


Figure 3.24 Schéma statique de la volée étage 1à8

3.18.1 Les sollicitations à l'ELU et ELS

	qv(KN/m)	Ra(KN)	Rb(KN)	M ₀ ^{MAX} (KNM)	T ^{MAX} (KN)
ELU	13,88	16,65	16,65	10	16,65
ELS	10,01	12,01	12,01	7,20	12,01

Tableau 3.34 Sollicitation à l'E.L.U et à ELS

3.18.2 Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
En travée	7,5	0,036	0,046	0,117	1,84	1,44	4HA8, A=2,01
En appuis	5	0,024	0,030	0,112	1,27	1,44	4HA8, A=2,01

Tableau 3.35 ferrailage d'escalier étage 1 à 8

Calcul de la section des armatures transversal

En travée et appuis : $A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3T8 = 1.51 cm²/ml

Espacement des barres

Armatures longitudinales: $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$ Travée

$S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$ Appuis

3.18.3 Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{16,65 \times 10^{-3}}{0.12} = 0.138\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = 4,02\text{cm}^2 > \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\text{Max}} = 0,478\text{cm}^2 \text{C'est vérifié}$$

3.18.4 Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}(\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	5,4	0.024	3,23	7,43	15	
En appui	3,6	0.021	3.13	2.41	15	

Tableau 3.36 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier étage 1 à 8

Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.058 < 0.15 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L, VI, 2)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 0,024\text{m}, I_0 = 2,36 \times 10^{-4} \text{m}^4; \rho = 0.0016; \lambda_i = 13.12; \lambda_v = 5.25$$

$j_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$I f_j \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji}(\text{cm})$
6.19	3.34	2.6	144.86	0	0.36
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	M_{gser} (KN.m)	$I f_g \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi}(\text{cm})$
7.51	4.05	2.6	175.66	0	0.48
$P_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	$I f_p \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi}(\text{cm})$

10.01	5,40	2.6	240.74	0	0.48
$g_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv}(\text{cm})$
7.51	4.05	2.6	175.66	0	0.8

Tableau 3.37 calcul de la flèche, escalier étage 1 à 8.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.44 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

3.18.5 Schéma de ferrailage de la volée étage 1 à 8

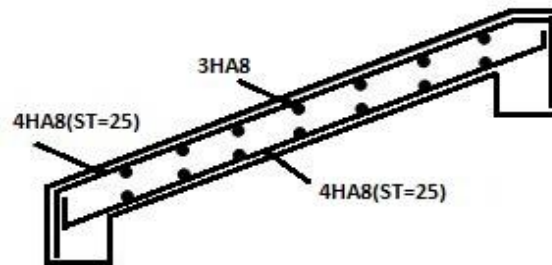


Figure 3. 25 Schéma de ferrailage de la volée étage 1à8

3.19 Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

Pré dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}.$$

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

Vérification des conditions du RPA

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm}, b=30 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm}, h=30 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifier} \\ h / b \leq 4.00 \text{ c'est vérifier} \end{array} \right.$$

Sachant que : b et h : largeur et hauteur de la poutre respectivement.

Les trois vérifications sont satisfaites.

3.19.1 Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à:

Poids propre de la poutre $P = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN} / \text{ml}$.

Poids de la volée $G_v = \frac{2.25}{\cos 34.21} = 2.72 \text{ KN} / \text{m}$

Poids propre de la paillasse $p_v = 7.59 \times 1.5 = 11.38 \text{ KN} / \text{m}$

Poids propre du palier $G_p = 4.98 \times 1.5 = 7.47 \text{ KN} / \text{m}$

Poids du mur de la volée $G_m = 2.8 \times 2.42 = 6.77 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du mur de palier $G_m = 2.8 \times 1.5 = 4.2 \text{ KN} / \text{ml}$

Charge sur le palier $Q_p = 2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN} / \text{m}$

- **ELU** $\left\{ \begin{array}{l} q_{U1} = 1.35(2.25 + 7.47 + 6.77) + 1.5(2.5) = 26.01 \text{ KN} / \text{m} \\ q_{U2} = 1.35(2.72 + 11.38 + 4.2) + 1.5(2.5) = 28.45 \text{ KN} / \text{m} \end{array} \right.$

- **ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{SV1} = 19 \text{ KN} / \text{m} \\ q_{SP2} = 20.8 \text{ KN} / \text{m} \end{array} \right.$$

$$q_{U,\acute{e}q} = \frac{26.01 \times 1.5 + 1.81 \times 28.45}{3.31} = 27.34 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{S,\acute{e}q} = \frac{19 \times 1.5 + 20.8 \times 1.81}{3.31} = 19.98 \text{ KN} / \text{m}$$

Calcul des moments

La poutre brisée est bi- encastrée, et les moments ont comme suit :

$$\begin{aligned}
 &\bullet A L'ELU \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U \times l^2}{24} = \frac{27.34 \times 3.31^2}{24} = 12.48 KN.m \\ M_U^a = \frac{q_U \times l^2}{12} = \frac{27.34 \times 3.31^2}{12} = 24.96 KN.m \end{cases} \\
 &\bullet A L'ELS \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S \times l^2}{24} = \frac{19.98 \times 3.31^2}{24} = 9.12 KN.m \\ M_S^a = \frac{q_S \times l^2}{12} = \frac{19.98 \times 3.31^2}{12} = 18.24 KN.m \end{cases}
 \end{aligned}$$

3.19.2 Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adopté} (cm ² /ml)
En travée	12,48	0,037	0,047	0,274	1,30	1,01	3HA10, A=2,36
En appuis	24,96	0,074	0,097	0,269	2,66	1,01	3HA12, A=3,39

Tableau 3.38 ferrailage de la poutre brisé à la flexion

Vérification à l'ELU

Vérification au cisaillement

$$V = \frac{q \times l}{2} = \frac{24.94 \times 3.31}{2} = 41.27 KN$$

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.538 MPa$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,133 * f_{c28}, 4 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_U = 0,538 MPa < 3,33 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

L'influence sur le béton

$$V \leq V_{-MAX} = 0,267 * a * b * f_{c28} \quad \text{Tel que :} \quad a = 0,9 * d = 0,9 * 28 = 25,2 cm$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 0,267 * 0,252 * 0,3 * 25 * 10^3 = 504,63 KN$$

$$\Rightarrow V = 45.24 KN < V^{\max} = 504,63 KN \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

L'influence sur les armatures tendues

Il faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$45.24 + \frac{-24.96}{0.9 \times 0.28} < 0 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification à l'ELS**Etat limite de compression du béton**

- En appuis

C'est vérifié

$$\sigma_{bc} = 6.73 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Etat limite de déformation du béton

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{3.31} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.033 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.98 \times 3.31^2}{8} = 27.36 \text{KN.m}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.36}{30 \times 28} = 0.0028 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

3.19.3 Calcul à la torsion

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

Charge revenante à la console : $P = 1.35 \times 0.15 = 0.2 \text{KN}$ (Poids de garde-corps)

Poids de la volée : $q = 1.35 (7.59 \times 1) + 1.5 (2.5 \times 1) = 14 \text{KN}$

$$M_t = \frac{q \times l^2}{2} + Pl = 17.13 \text{KN.m}$$

$$V = ql + P = 22.04 \text{KN}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures finale

•En travée

$$\text{Soit : } A' = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A' = 1.3 + \frac{4.52}{2} \Rightarrow A' = 3.56 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} Soit : $A' = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.66 + \frac{4.52}{2} \Rightarrow A^a = 4.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A^a = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier :

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

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL (Chap.I.III)}$$

On a $V_{\max} = 22.04 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.26 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.13 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.74 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition}$
vérifiée

Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L,\min}; \frac{b}{10}\right) = \min(0,85; 1,4; 3) = 0,85 \text{ cm}$$

On opte pour $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ et on prend $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification de l'espacement des armatures transversales

Calcul de S_t :CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$$S_t \leq \min(0,9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25.2 \text{ cm}$$

3.19.4 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

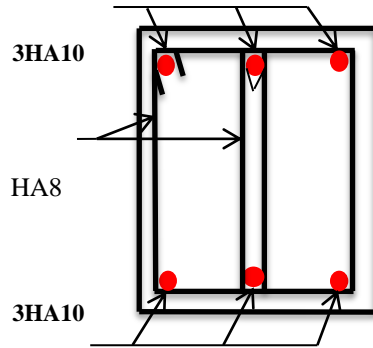


Figure 3.26 Schéma de ferrailage en travée

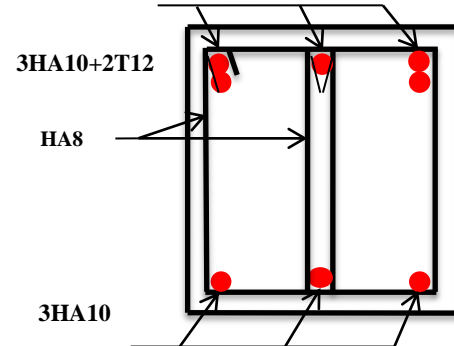


Figure 3.27 schéma de ferrailage en appuis

3.20 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion. La poutre est supposée semi encastrée à son extrémité aux poteaux.

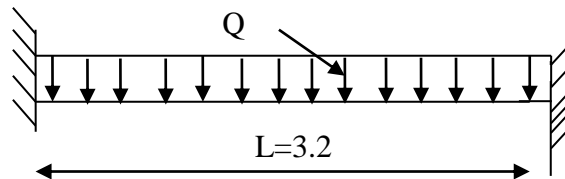


Figure 3.28 schéma statique de la poutre palière

Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

Vérification

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30*30)\text{ cm}^2$$

3.20.1 Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.30 \Rightarrow G = 2.25 \text{ KN / ml}$$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

- À L'ELU : $R_b=16.65\text{KN/ml}$.
- À L'ELS : $R_b=12.108\text{KN/ml}$.

Calcul des sollicitations

Les sollicitations de la poutre palière

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 2.25 + 16.65 = 19.68 \text{KN / ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{19.68 \times 3.20^2}{24} = 8.40 \text{KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{19.68 \times 3.20^2}{12} = 16.79 \text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times l = 19.68 \times 3.2 = 62.97 \text{KN}$$

- A l'ELS

$$q_s = 2.25 + 12.108 = 14.358 \text{KN / ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{14.358 \times 3.20^2}{24} = 6.126 \text{KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{14.358 \times 3.20^2}{12} = 12.252 \text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times l = 14.358 \times 3.2 = 45.94 \text{KN}$$

3.20.2 Ferrailage

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	8.40	0.025	0.031	0.276	0.87	6HA12=6.79	4.5
Appuis	-6.126	0.018	0.023	0.277	0.634	3HA14=4.62	4.5

Tableau 3.39 résultat du ferrailage de la poutre palière

Vérifications

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :** $A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 4.5\text{cm}^2$

$A_t = 0.87 \leq A_{\min} = 0.005b \times h = 0.005 \times 0.3 \times 0.3 = 4.50\text{cm}^2 \Rightarrow$ On ferraille avec A_{\min} en travée, on choisit 6HA12=6.79cm²

$A_a = 0.635 < A_{\min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{\min} en appui, on choisit 3HA14=4.5cm²

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.749\text{MPa}$

Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$.

$\tau_u = 0.697\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33\text{MPa}$ Vérifiée

Calcul des armatures transversales

$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.749 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$

$A_t \geq 0.673\text{cm}^2$

Vérification des espacements

$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 25.20\text{cm}$ Vérifiée

$S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ Vérifiée

On adopte $S_t=15\text{cm}$

Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant

$A_t = 0.87 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = (62.97 \times 10^{-3} - \frac{12.252 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} = 0.412\text{cm}^2$ Vérifiée

3.20.3 Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{torsion} = M_b^a = 16.719 \text{ KN.m}$$

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 **BAEL (Chap.I.II.b)**

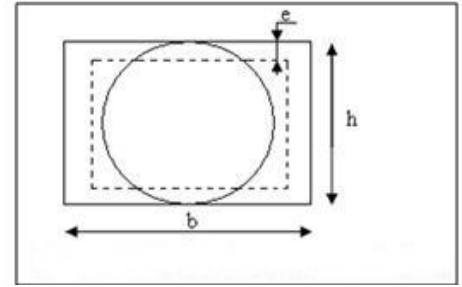


Figure 3.29 section creuse équivalente

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures finale

•En travée

$$\text{Soit : } A' = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A' = 4.5 + \frac{1.15}{2} \Rightarrow A' = 5.075 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A' = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.5 + \frac{1.15}{2} \Rightarrow A^a = 5.075 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$3.20.4 \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL (ChapI.III)}$$

$$\text{On a ; } \tau_{flexion} = 0.749 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{5 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 0.8 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.09 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$ Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $St=15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.172 \text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.172 = 1.522 \text{cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

3.20.5 Vérification à ELS

Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec :

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

en appuis $y = 0.00678 \text{m}$; $I = 5.032 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.252 \times 10^{-3}}{5.032 \times 10^{-4}} \times 0.00678 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.165 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 6.126$; $y = 9.095 \text{cm}$; $I = 29740.114 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.082 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \mathbf{3.21} \quad \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0937 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0937 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01$$

n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage de la poutre palière

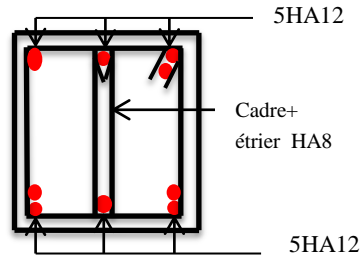


Figure.3.30 Schéma de ferrailage de poutre palière

3.22 Etude de la poutre de chaînage

Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher.

Pré dimensionnement

$$L_{\max} = 4.25m$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28.33cm \leq h \leq 42.5cm \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

On adopte : $h=30cm$; $b=30cm$.

Calcul des sollicitations

$$P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.25 \Rightarrow P_p = 9.56KN/m$$

$$\text{Poids de la dalle: } P_D = 5.25 \times (1.85) \Rightarrow P_D = 9.71 \text{ KN/m.}$$

$$Q_D = 1.5 \times 1.85 = 2.77KN/m.$$

$$P_u = 1.35 \times (9.56 + 9.71) + 1.5 \times (2.77) \rightarrow P_u = 30.169KN/ml; \quad P_s = 9.56 + 9.71 + 2.77 = 22.04KN/ml$$

Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 68.11KN \cdot m; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 51.08KN \cdot m;$$

$$M_a = -0.5M_u = -34.05KN \cdot m$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s calculé (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
travée	51.08	0.164	0.226	0.245	6	0.97	6HA12=6.79
appui	34.05	0.109	0.144	0.254	3.84	0.97	4HA12=4.52

Tableau.3.40 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

3.22.1 Vérifications à l'E.L.U

Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 64.109KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.791MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{C28}; 4MPa) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.85cm$$

$$\text{Soit un cadre T8 plus un étrier T8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

L'espace

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3 cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.403 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$$

3.22.2 Vérification à l'E.L.S

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ts} = 0.75 \times M_S = 28KN.m; \quad M_S = 37.32 KN.m$$

$$M_{as} = 0.5 \times M_S = 18.66KN.m$$

En travée

$$\text{Calcul de } y : A = 6.16cm^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.063m$$

- Calcul de I $\frac{b}{3}y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 0.0005195m^4$

$(\sigma_{bc} = 4.25MPa) < 15MPa$ Vérifiée

- En appuis $Y=0.055m ; I=0.00153m^4$.

$\sigma_{bc} = 0.86MPa < 15MPa$ Vérifiée

Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.07 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0076 < 0.01$$

Condition non vérifié

$.y = 0,063m, I_0 = 8.31 \times 10^{-4} m^4; \rho = 0.0073; \lambda_i = 2.87 ; \lambda_v = 1.15$

$j_{eq}(KN/ml)$	$M_{jser}(KN.m)$	$If_j \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_j(MPa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
14.83	25.11	3.98	157.33	0.45	2.54
$g_{eq}(KN/ml)$	$M_{gser}(KN.m)$	$If_g \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
19.27	32.63	4.62	120.73	0.34	2.34
$P_{eq}(KN/ml)$	$M_{pser}(KN.m)$	$If_p \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_p(MPa)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
22.04	37.32	3.43	233.83	0.58	3.6
$g_{eq}(KN/ml)$	$M_{gser}(KN.m)$	$If_{gv} \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_{gv}(MPa)$	μ_g	$f_{gv}(mm)$
19.27	32.63	6.57	133.89	0.34	4.94

Tableau 3.41 calcul de la flèche, poutre de chaînage

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.266 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \text{ Vérifiée}$$

3.22.3 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

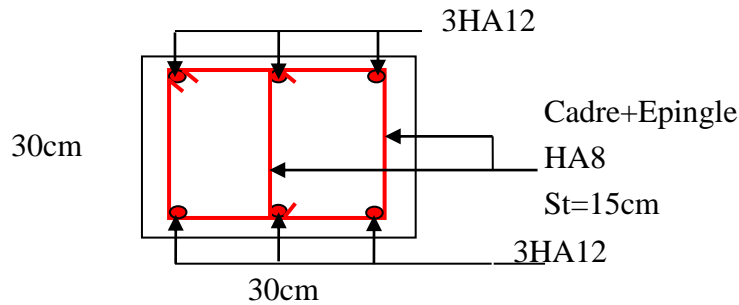


Figure 3.31 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.23 Etude de l'acrotère

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

Hypothèse de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Evaluation des charges

$$S = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.1735 \text{m}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33 \text{KN.}$$

$$\text{Poids d'enduit de ciment : (e=1.5cm) : } G_2 = 2 \times 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.66 \text{KN}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 5 \text{KN}$$

$$Q = 1.5 \text{KN.}$$

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5 = 2.4 \text{ KN.}$$

W_p : Poids de l'acrotère. Donc :

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0809m \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.574m$$

3.23.1 Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{aligned} N_G &= 5 \text{ KN} & M_G &= 0. \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1.5 \times 1.1 = 1.65 \text{ KNm}. \\ N_F &= 0 & M_{Fp} &= F_p \times Y_g = 2.4 \times 0.574 = 1.37 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1ml.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	5.00	6.75	5.00
M (KN.m)	3.02	2.47	1.65

Tableau 3.42 Les sollicitations de calcul.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N = 6.75 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.47}{6.75} = 0.36 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{1.1}{6} = 0.18 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Remarque :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul ; avec

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{110}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

φ : Le rapport de déformation dû aux fluages à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 1.1 = 2.2m$.

$$e_2 = \frac{3 \times (2.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,15} = 0.02cm \quad \text{D'où } e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.36 + 0.02 = 0.40m$$

3.23.2 Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 6.75KN$$

$$M_u = N_u \times e = 6.75 \times 0.40 = 2.7KN.m$$

Selon le BAEL 91

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3.07KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.68cm^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.66cm^2$$

Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,231 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte pour 4HA8= $2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 110/4 = 27,5 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2,4 + 1,5 = 3,9 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,9 \times 10^3}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,003 \text{ KN} . \tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{3,9 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa } \psi = 1,5 \text{ Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes : $d = 0,13 \text{ m}$

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

Position de l'axe neutre

$c=d-e_1$ Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{1.65}{5} + (0.13 - \frac{0.15}{2}) = 0.385m$$

$$e_a > d \Rightarrow C' \text{ est à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.13 - 0.385 = -0.255m$$

$$c = -0.255m$$

$$y_{se} = y_c + c$$

-Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.255)^2 + \frac{(0.13 + 0.255) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.18m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.255)^3 - (0.13 + 0.255)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.03m^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 3.6 \times 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.093m^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.45m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.58m$$

$$y_{ser} = 0.58 - 0.255 = 0.33m$$

Calcul des contraintes dans le béton

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 0.012m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.05MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification des armatures

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$E_s = \frac{M_{Ser}}{B \times d \times A_s} = \frac{1.65}{0.936 \times 0.13 \times 2.01 \times 10^{-4}} = 67.46 \text{ MPa}$$

Tel que ; B :est tirée dans l'annexe 02

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 67.46 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

3.23.3 Schéma de ferrailage

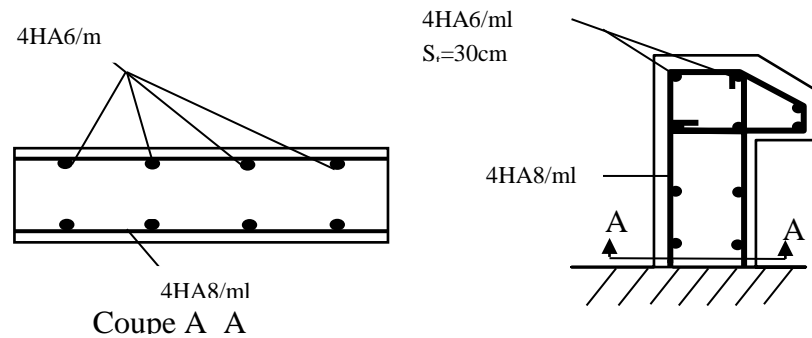


Figure3.32: Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.24 Etude de l'ascenseur

Définition

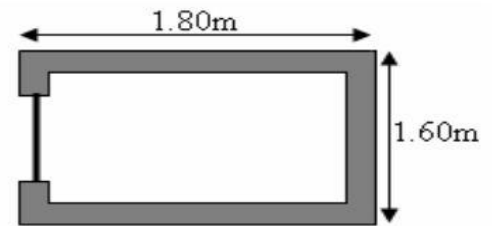
C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière Verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08)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

- F_C : Charge due à la rupture du câble = 102KN.
- P_m : Charge due à la salle machine =15KN.

Annexe n°1

- D_m : Charge due au poids de l'ascenseur = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$

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



Cage d'ascenseur

Figure 3.33 cage d'ascenseur

3.24.1 Etude de la dalle de l'ascenseur

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

Importantes.

On a $l_x = 1,60 \text{ m}$ et $l_y = 1,80 \text{ m}$ donc une surface $e \geq l/20 = 1,80/20 = 0,09 \text{ m}$ soit $e = 15 \text{ cm}$.

Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$ Poids de revêtement.

$G' = 4,85 \text{ KN/m}^2$. Somme de G_1, G_2

$G'' = F_e/S = 102/1,6 \times 1,8 = 35,41 \text{ KN/m}^2$. Poids de la machine.

$G_{\text{total}} = G' + G'' = 40,26 \text{ kN/m}^2$.

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

Cas d'une charge répartie

• Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{totale}} + 1,5 \times Q = 55,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \text{ Annexe n}^\circ 2$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,67 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,41 \text{ KNm}$$

Calcul des moments réels :

➤ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,525 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,45 \text{KNm}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2,303 \text{KNm}$$

3.24.2 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{cm}$ et $d_y = 12 \text{cm}$

- **En travée**

- **parallèle à l_x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.027 \quad \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0344$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.47 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

- **parallèle à l_y**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0266 \quad \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0337$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118 \text{m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1,32 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = 0.0095 \quad z = 0.129 \text{m}$$

$$\alpha = 0.012 \quad A_a = 0.51 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification à l'ELU**Condition de non fragilité***** En travée :**

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

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

$$\begin{array}{l} h_0 = e = 15\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \\ \rho = 0.89 \end{array} \begin{cases} A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml}. \\ A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ Vérifiée.} \end{cases} \Rightarrow A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \text{ Vérifiée.}$$

*** En appui :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8 = 2,01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml}. \\ A_t^y = 4T8 = 2,01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}. \end{cases}$$

Calcul des espacements

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 20\text{cm}$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

 $\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 29.78\text{KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 30.92\text{KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{30.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.23\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40,26 + 1 = 41,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4,92 \text{ KNm} \\ \text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3,75 \text{ KNm} \\ \text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 4,18 \text{ KNm} \\ \text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 3,19 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes

Sens x-x'

$$\sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 102 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

Sens y-y' :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 92,11 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée.} \\ \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

Cas d'une charge concentrée

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

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

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

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

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

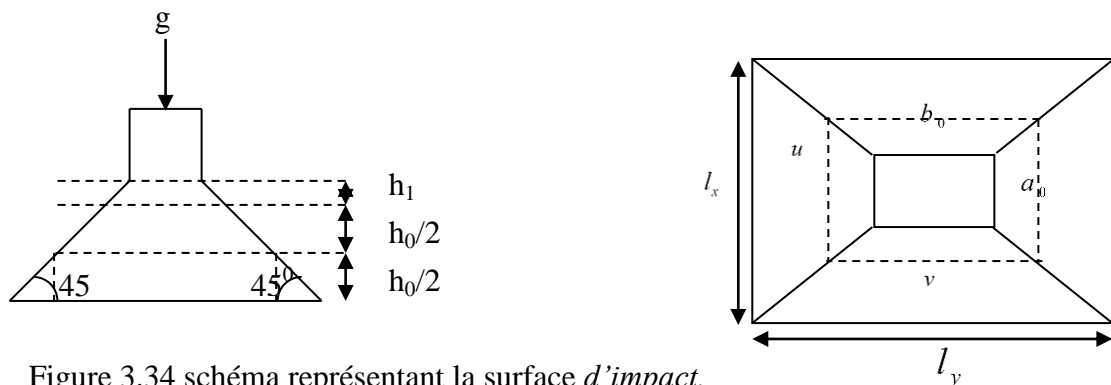


Figure 3.34 schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 135cm \\ b_0 = 140cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : $\begin{cases} u = 135 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 160cm. \\ v = 140 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 165cm. \end{cases}$

Calcul des sollicitations

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

$$\begin{cases} M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho & \frac{u}{l_x} = 1 \text{ et } \rho = 0.89 \\ M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho & \frac{v}{l_y} = 0.91 \text{ et } \rho = 0.89 \end{cases}$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.046$ et $M_2 = 0.035$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139,45KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6,41KNm \\ M_{y1} = 4,88KNm \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 9,6KNm \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 7,32KNm \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16,01KNm \Rightarrow M_t = 0.85 \times M_x = 13,6 KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,2KNm \Rightarrow M_t = 0.85 \times M_y = 10,37 KNm \\ M_a = 0,3M_x = 4,8 KNm \end{cases}$$

Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13cm$ et $d_y = 13cm$ les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	13,6	4,8	3,09	1,07	4T10=3.14	4T8=2,01
Sens y-y'	4,51	4,8	2,54	1,07	4T10=3.14	4T8=2,01

Tableau.3.43 résultats des calculs.

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

* **En travée :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.26cm^2 / ml. \text{ Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml. \text{ Vérifiée.} \Rightarrow A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \text{ Vérifiée.}$$

* **En appui :**

$$A_t^x = 4T8 = 2,01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.26cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2,01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml.$$

Vérification au poinçonnement

$$\tau_u = \frac{Pu}{U_c \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \text{ (Art H. III.10) [1]}$$

Avec : Pu : Charge de calcul à l'état limite

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (160 + 165)$$

$$U_c = 650cm.$$

$$Pu = 139,45KN$$

$$\tau_u = \frac{139,45 \times 10^{-3}}{6,5 \times 0,135} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,159MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \quad \text{vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de $u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 33,20 \text{KN}$ Donc : $V_{\max} = 33,6 \text{KN}$

Au milieu de $v : V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 33,6 \text{KN}$

$\tau_u = 0,248 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa}$ C'est vérifié.

Espacement des barres

Sens $x-x'$: $S_t = 20 \text{cm} \leq \min(2e; 22 \text{cm}) = 22 \text{cm}$. C'est vérifié.

Sens $y-y'$: $S_t = 20 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$. C'est vérifié

Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5,474 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4,565 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,8 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,67 \text{KNm}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,27 \text{KNm} \Rightarrow M_t = 0,85 \times M_x = 5,32 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,23 \text{KNm} \Rightarrow M_t = 0,85 \times M_y = 4,45 \text{KNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 1,87 \text{KNm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

En travée :

Sens $x-x'$

$$y = 1,34 \text{cm}; I = 6483,89 \text{cm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,1 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 143,5 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \end{cases}$$

Sens $y-y'$:

$$y = 2,29 \text{cm}; I = 4716,56 \text{cm}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2,75 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 128,78MPa < 240MPa$$

En appui:

$$y = 2,51Cm ; I = 3844,81Cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1.22MPa < 15MPa \quad \text{vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 76,53MPa < 240MPa \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \\ h / l \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ A / b.d \leq 4,2 / f_e \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.24.3 Schéma de ferrailage

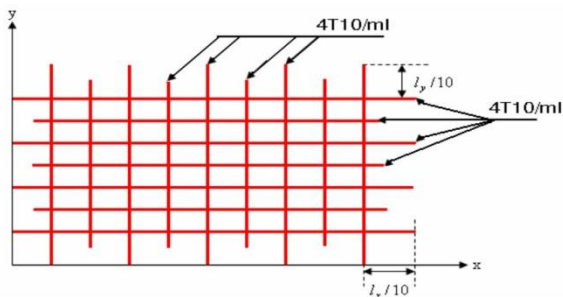


Figure 3.35 Schéma de ferrailage de la dalle

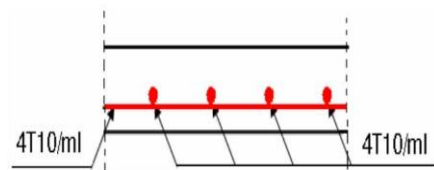


Figure 3.36 Vue en coupe du ferrailage de la dalle

Chapitre 4 : Etude dynamique

4.1 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(IIa) cela impose 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.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le SAP2000 (version 14.2)

4.2 METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode d'analyse modale spectrale ;
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.2.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2).

Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.00	0.00
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de qualité de matériaux	0.00	0.00
Contrôle de qualité de d'exécution	0.00	0.00
Total	1.15	1.15

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités Pq

- 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)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à 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 donné par le tableau 4.5 (RPA99)

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, usage commerciale et service au RDC et etage1 respectivement, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$ et 0.6

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 (version14.2) qu'est :

$$W = \sum W_i = 27944.22 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003)

Calcul de la période fondamentale de la structure

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99)

T : période fondamentale de la structure

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 34.34m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$

$$T_c = 0.05 \times 34.34^{3/4} = 0.709 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.76 \text{ s} \\ T_y = 0.701 \text{ s} \end{cases} \quad \begin{aligned} T_x &= \min(T_x; T_c) = 0.709 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s} \\ T_y &= \min(T_y; T_c) = 0.701 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.709} \right)^{2/3} = 1.624 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.701} \right)^{2/3} = 1.63 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % (art 4.2.4) est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.76 = 0.988 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.701 = 0.911 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.624 \times 1.15}{5} \times 27944.22 = 1565.65 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.15}{5} \times 27944.22 = 1571.44 \text{ KN}$$

4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose. L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- Modélisation par masse source
- Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par L'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion

Produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

❖ principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

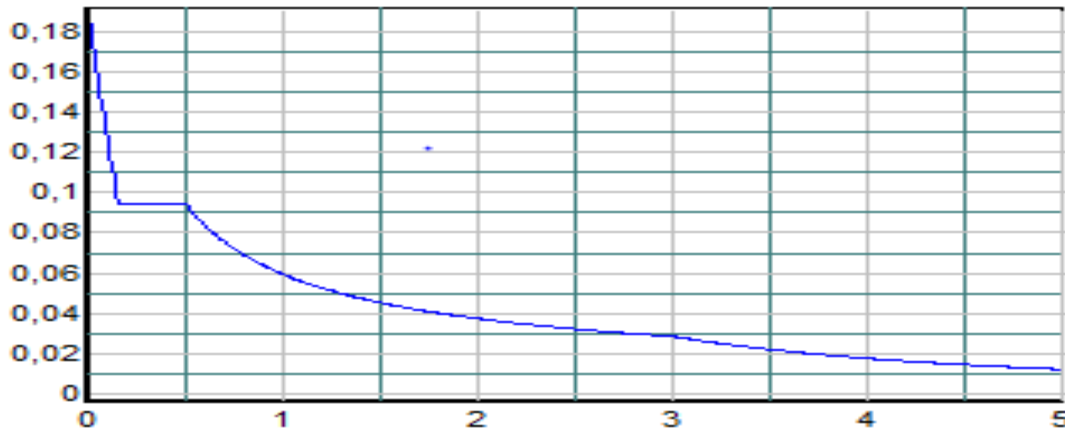


Figure 4.1 : spectre de réponse

Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

4.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage ;

D'après l'article 4.2.4. du RPA, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

4.4 Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour la modélisation de la structure est le logiciel SAP2000 (version 14.2)

4.4.1 Disposition des voiles de contreventement

Vue les contraintes architecturales, il est difficile de collaborer entre l'économie et la sécurité afin de réaliser une construction parasismique et économique. Pour cela nous avons essayé

plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques la première disposition est la suivante.

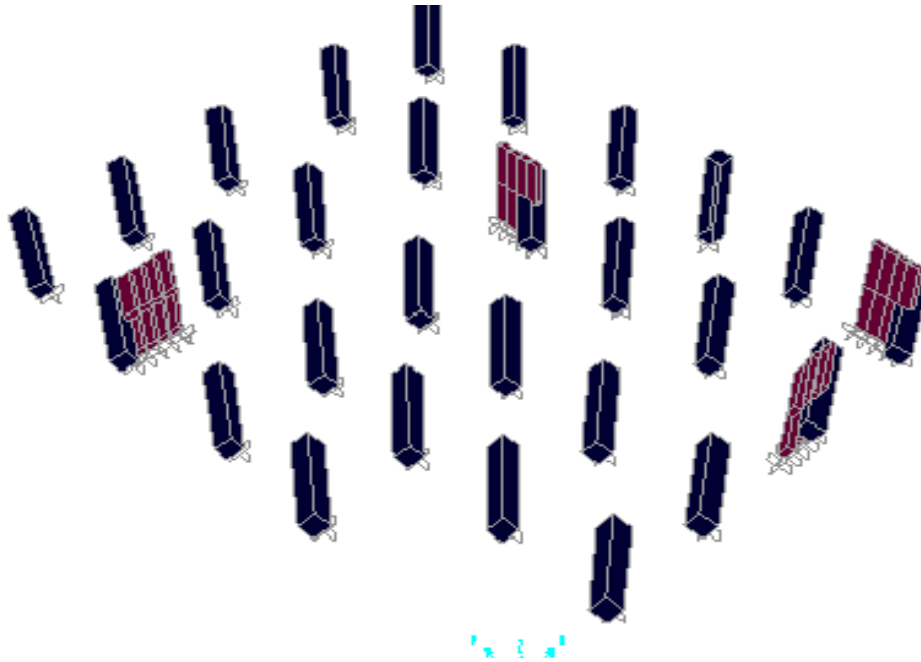


Figure 4.2 première disposition des voiles

D'après cette disposition on a remarqué que la période n'est pas vérifiée. C'est pour cette raison que nous avons eu recours à une autre disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

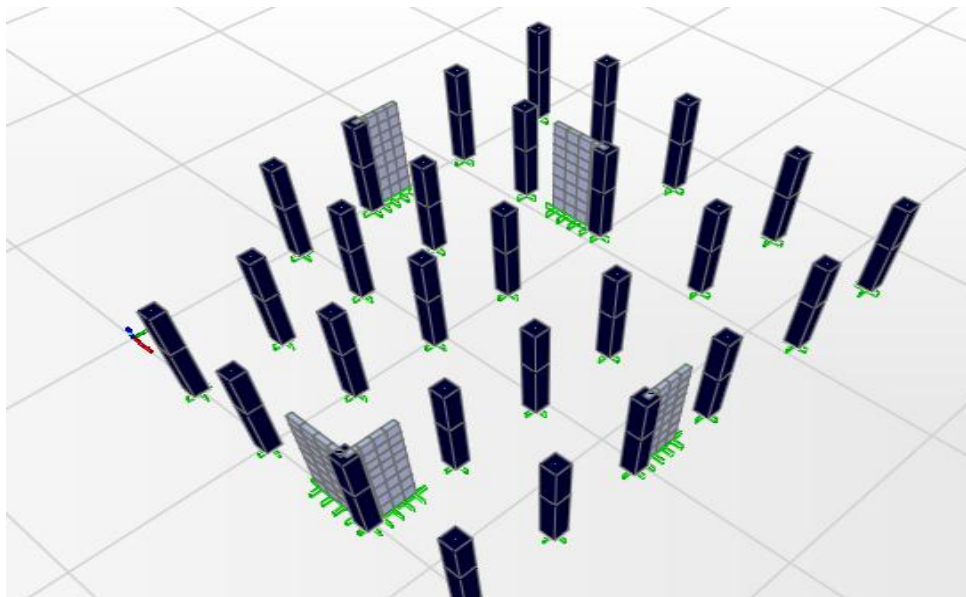


Figure 4.3 deuxième dispositions



Figure4.4.mode2translation dans le sens x-x T=0.73s



Figure4.5 mode 1 translation dans le sens y-y T=0.69 sec

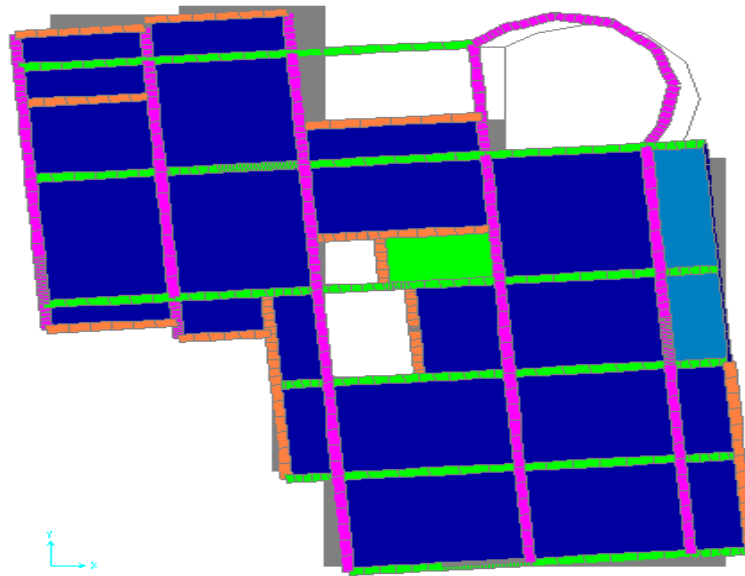


Figure4.6 mode 3 rotation

4.5 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique et la période pour chaque mode

stepnum	Period sec	Ux	Uy	Sumux	Sumuy
1	0,73	0,017	0,719	0,017	0,719
2	0,69	0,705	0,022	0,722	0,741
3	0,48	0,022	0,002	0,744	0,744
4	0,27	0,0004	0,127	0,745	0,871
5	0,26	0,111	0,0001	0,857	0,871
6	0,19	0,001	0,0002	0,858	0,871
7	0,17	0,042	0,0024	0,901	0,874
8	0,16	0,002	0,037	0,904	0,912
9	0,13	0,0003	0,002	0,904	0,914
10	0,12	0,0029	0,020	0,907	0,935
11	0,11	0,029	0,00395	0,936	0,939
12	0,099	0,0002	0,000099	0,936	0,939

Tableau 4.2mode et période de vibration et taux de participation massique

Analyse des résultats

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% dans le septième mode, et dans la direction Y elle atteint 90% dans le huitième mode.

Les modes de vibration sont comme suit :

- 1^{er} mode → translation suivant y ;
 2^{eme} mode → translation suivant x ;
 3^{eme} mode → torsion.

4.6 Vérification de l'interaction voiles -portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues au charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25%de l'effort tranchant d'étage.

4.6.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles

Niveau	Charges	Voiles	Charges	Portique%	Voile%
RDC1	27128,879	RDC1	4455,059	85,8	14 ,1
RDC2	21449,991	RDC2	4031,785	84,1	15
1 ^{er} étage	18303,774	etage1	3473,043	84	15,9
2 ^{eme} étage	15203,145	etage2	3034,672	83,3	16,6
3 ^{eme} étage	12478,998	etage3	2689,086	82,2	17,7
4 ^{eme} étage	9813,207	etage4	2245,446	81,3	18,6
5 ^{eme} étage	7213,808	etage5	1823,54	79,8	20,1
6 ^{eme} étage	4935,101	etage6	1340,206	78,6	21,3
7 ^{eme} étage	3203,974	etage7	846,312	79,1	20,8
8 ^{eme} étage	2078,841	etage8	353,085	85,41	14,5

Tableau 4.3 vérification de l'interaction sous charges verticales

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portiques -voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les étages (5,6 et 7) où on remarque que les valeurs trouvées sont très proches

des valeurs limites, donc ça n'a pas d'influence. Et cela du a la réduction des sections des poteaux.

4.6.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Port %	Voile %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Port%	Voile %
RDC1	742,30	635,39	53	46	668,51	650,10	50	49
RDC2	820,71	438,55	65	34	793,01	381,19	67	32
1 ^{er} étage	914,47	267,07	77	22	842,51	186,62	81	18
2 ^{ème} étage	804,88	241,54	76	23	794,78	109,47	87	12
3 ^{ème} étage	629,26	298,15	67	32	651,14	190,26	77	22
4 ^{ème} étage	623,00	159,67	79	20	647,24	73,50	89	10
5 ^{ème} étage	441,84	197,53	69	30	482,85	106,44	81	18
6 ^{ème} étage	348,11	118,04	74	25	368,74	67,65	84	15
7 ^{ème} étage	213,45	117,17	64	35	231,87	71,67	76	23
8 ^{ème} étage	176,56	25,79	87	12	177,94	38,06	82	17

Tableau 4 .4 vérification de l'interaction sous charges horizontales

Analyses des résultats

On voit bien que l'interaction voiles- portiques sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages

4.7 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants

Poteau	Nd(KN)	B (cm ²)	V=Nd	Observation
60*60	2583,95	0.36	0.28	vérifié
55*55	1994.347	0.3025	0.26	vérifié
50*50	1502.03	0.25	0.24	vérifié
45*45	1060.858	0.2025	0.209	vérifié
40*40	625.021	0.16	0.15	vérifié
35*35	184.901	0.1225	0.06	vérifié

Tableau 4.5 effort normal réduit

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

4.8 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

$$C \text{ -à -d} \quad \Delta_k < 1\% \times h_e$$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Niveaux	δ_{ek} (cm) $*10^{-2}$	δ_k (cm) $*10^{-2}$	δ_{k-1} (cm) $*10^{-2}$	Δ_k $*10^{-2}$ (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k(\%)}{h_k}$	observation
RDC1	9.8	44.5	0	44.5	408	0.109	vérifier
RDC2	21.3	106.5	044.5	61.1	306	0.19	vérifier
Etage1	35.1	175.5	106.5	69	306	0.22	vérifier
Etage2	49.4	247	175.5	71.5	306	0.23	vérifier
Etage3	63.8	319	247	72	306	0.23	vérifier
Etage4	76.9	384.5	319	65.5	306	0.21	vérifier
Etage5	89.0	445	384.5	60.5	306	0.19	vérifier
Etage6	99.9	499.5	445	54.5	306	0.17	vérifier
Etage7	109	545	499.5	45.5	306	0.14	vérifier
Etage8	121.2	606	545	61	306	0.19	vérifier
terrasse	133.3	666.5	606	60.5	306	0.19	vérifier

Tableau 4.6 Vérification des déplacements pour le sens x-x

Niveaux	δ_{ek} (cm) $*10^{-2}$	δ_k (cm) $*10^{-2}$	δ_{k-1} (cm) $*10^{-2}$	Δ_k (cm) $*10^{-2}$	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k(\%)}{h_k}$	observation
RDC1	10.2	51	0	51.0	408	0.12	vérifier
RDC2	23.8	119	51	68	306	0.22	vérifier
Etage1	39.1	195.5	119	76.5	306	0.21	vérifier
Etage2	55.1	275.5	195.5	80.0	306	0.26	vérifier
Etage3	71.6	358	275.5	82.5	306	0.26	vérifier
Etage4	86.8	434	358	76.0	306	0.24	vérifier
Etage5	101.1	505.5	434	71.5	306	0.23	vérifier
Etage6	14.1	570.5	505.5	65.0	306	0.21	vérifier
Etage7	126.0	630	570.5	59.5	306	0.19	vérifier
Etage8	136.6	683	630	53.0	306	0.17	vérifier
terrasse	147.0	735	683	52.0	306	0.16	vérifier

Tableau 4.7 Vérification des déplacements pour le sens y-y

Analyse des résultats

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux dans les deux sens sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.82 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

4.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99 ; version 2003) (Art 5.9)

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique

du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

niveau (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)* 10^{-2}	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)* 10^{-2}
Rdc1	408	27385,94	0,445	27390,02	0,109	27386	27390,02	2,59
Rdc2	306	22192,78	0,611	22195,84	0,199	22193	22195,84	4,2
Etage1	303	19088,07	0,69	19091,10	0,225	19088	19091,10	4,63
Etage2	306	15981,54	0,715	15984,60	0,233	15982	15984,60	4,62
Etage3	306	13314,56	0,72	13317,62	0,235	13315	13317,62	4,26
Etage4	306	10615,13	0,655	10618,19	0,213	10615	10618,19	3,65
Etage5	306	7980,70	0,605	7983,76	0,197	7980,7	7983,76	3,16

Etage6	306	5563,49	0,545	5566,55	0,178	5563,5	5566,55	2,7
Etage7	306	3609,88	0,455	3612,94	0,148	3609,9	3612,94	2,31
Etage8	306	2174,66	0,61	2177,72	0,199	0,53	2177,72	1,74

Tableau 4.8 Vérification à L'effet P-Δ.

Analyse des résultats

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

4.10 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99 ; Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dynamique} = \alpha \times \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.12).

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

forces sismiques	V statique (KN)	0.8vstatique (KN)	V dynamique (KN)	observation
Sens xx	1565.65	1252.52	1515.53	vérifié
Sens yy	1571.44	1257.15	1501.65	vérifié

Tableau 4.9 Vérification de l'effort tranchant à la base

Analyse des résultats

On voit bien que : $V_{dy} > 0,8V_{stq}$ dans les deux sens donc les paramètres de la réponse (Déplacements, sollicitations) ne seront pas majorés

4.11 CONCLUSION

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leurs disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, le décrochement que présentent la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais, on a opté pour une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta), l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été les même.

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

5.1 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 a quatre types de poutres à étudier :

- Poutre principale (30*40)
- Poutre secondaire (30*35)
- Poutre de chaînage, poutre palière et poutre brisée (30*30)

Après détermination des sollicitations on a procédé au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et le BAEL91.

Les combinaisons d'action prises en considération pour le ferrailage des poutres en travée et en appuis sont :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/Version 2003 (Art 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

5.2 Recommandation du RPA 99/V2003

5.2.1 Les armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$

La longueur minimale des recouvrements est de $l_r = 40\varphi$ (en zone IIa)

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% $b \times h$ en zone courante
- 6% $b \times h$ en zone de recouvrement

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué 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 ;

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.2.2 Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires ;
- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale ;
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

D'après le BAEL91

L'espacement s_t des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm)$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$ BAEL91 (Article H.III.3)
- $S_t \leq \frac{h}{2}$
- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right).$

5.3 Ferrailage des poutres

5.3.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000 (version14.2) Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Etage	coté	Type de poutres	Section (cm ²)	Local	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Nombre de barre
RDC	Du voile	Principale	35×40	Travée	8.01	7.00	8.01	3HA14+3HA12
				Appui	8.32		9.24	6HA14
		Secondaire	30×35	Travée	7.25	5.25	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	6.80		6.88	3HA14+2HA12
	autre	Principale	35×40	Travée	4.64	7.00	8.01	3HA12+2HA14
				Appui	6.79		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	4.44	5.25	5.65	5HA12
				Appui	5.96		5.65	5HA12
Etage1	Du voile	Principale	35×40	Travée	9.80	7.00	9.55	1HA16+5HA12
				Appui	9.87		9.55	1HA16+5HA12
		Secondaire	30×35	Travée	7.32	5.25	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	7.16		8.01	3HA12+3HA14
	autre	Principale	35×40	Travée	5.09	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	7.70		7.70	5HA14
		Secondaire	30×35	Travée	4.61	5.25	6.79	6HA12
				Appui	6.20		5.65	5HA12
Etage2	du voile	Principale	35×40	Travée	9.59	7.00	9.55	4HA14+2HA16
				Appui	9.84		9.55	4HA14+2HA16
		Secondaire	30×35	Travée	7.14	5.25	8.01	3HA12+3HA14
				appui	6.91		7.70	5HA14
	autre	Principale	35×40	Travée	3.96	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	6.81		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	3.25	5.25	5.65	5HA12
				Appui	5.00		5.65	5HA12
Etage3	du voile	Principale	35×40	Travée	9.14	7.00	9.24	6HA14
				Appui	10.30		10.65	3HA16+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	6.98	5.25	7.70	5HA14
				Appui	6.98		6.79	6HA12
	autre	Principale	35×40	Travée	3.94	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	6.83		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	3.29	5.25	5.65	5HA12
				Appui	5.09		5.65	5HA12

Etage4	du voile	Principale	35×40	Travée	7.95	7.00	8.01	3HA14+3HA12
				Appui	9.13		9.24	6HA14
		Secondaire	30×35	Travée	6.43	5.25	6.79	6HA12
				Appui	6.58		6.47	3HA12+2HA14
	autre	Principale	35×40	Travée	5.58	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	6.71		8.01	3HA12+3HA14
Secondaire		30×35	Travée	3.13	5.25	5.65	5HA12	
			appui	4.72		5.65	5HA12	
Etage 5	Du voile	Principale	35×40	travée	6.71	5.25	8.01	3HA12+3HA14
				appui	7.60		7.70	5HA14
		Secondaire	30×35	Travée	5.88	7.00	6.47	3HA12+2HA14
				appui	5.77		5.65	5HA12
	autre	Principale	40×35	travée	4.08	5.25	8.01	3HA12+3HA14
				appui	6.79		8.01	3HA12+3HA14
Secondaire		30×35	travée	2.87	7.00	5.65	5HA12	
			appui	4.66		5.65	5HA12	
Etage 6	du voile	Principale	35×40	Travée	5.59	7.00	7.41	3HA12+2HA14
				Appui	6.29		7.41	3HA12+2HA14
		Secondaire	30×35	Travée	4.91	5.25	5.65	5HA12
				Appui	5.10		5.65	5HA12
	autre	Principale	35×40	Travée	5.96	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	5.10		8.01	3HA12+3HA14
Secondaire		30×35	Travée	2.75	5.25	5.65	5HA12	
			Appui	3.94		5.65	5HA12	
Etage7	du voile	Principale	35×40	Travée	3.23	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	4.14		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	4.07	5.25	5.65	5HA12
				Appui	4.28		5.65	5HA12
	autre	Principale	35×40	Travée	4.90	7.00	7.41	3HA12+2HA16
				Appui	6.58		7.41	3HA12+2HA16
Secondaire		30×35	Travée	2.75	5.25	5.65	5HA12	
			Appui	3.94		5.65	5HA12	
du voile	Principale	35×40	Travée	3.23	7.00	7.41	3HA12+2HA14	
			Appui	4.10		7.41	3HA12+2HA14	
	Secondaire	30×35	Travée	3.40	5.25	5.65	5HA12	

Etage8	autre	Principale	35×40	appui	3.59	7.00	5.65	5HA12
				Travée	4.12		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	3.96	5.25	5.65	5HA12
				Appui	3.64		5.65	5HA12
terrasse	du voile	Principale	35×40	Travée	3.23	7.00	7.41	3HA12+2HA14
				Appui	3.23		7.41	3HA12+2HA14
		Secondaire	30×35	Travée	2.92	5.25	5.65	5HA12
				Appui	2.75		5.65	5HA12
	autre	Principale	35×40	Travée	4.70	7.00	8.01	3HA12+3HA14
				Appui	6.57		8.01	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	2.94	5.25	5.65	5HA12
				Appui	3.51		5.65	5HA12
toiture	autre	Principale	35×40	Travée	4.20	7.00	7.41	3HA12+3HA14
				Appui	6.65		7.41	3HA12+3HA14
		Secondaire	30×35	Travée	3.54	5.25	5.65	5HA12
				appui	2.75		5.65	5HA12
Poutre brisée	autre	/	30×30	travée	2.75	4.50	4.52	5HA12
				appui	2.75		4.52	5HA12
Poutre palière	autre	/	30×30	Travée	4.26	4.50	4.52	5HA12
				appui	2.46		4.52	5HA12

Tableau5.1 Ferrailage des poutres

5.3.2 Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm$$

5.3.3 Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91

- **Poutres principales** : $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** : $\varphi \leq \min(1.2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}) = \min(1.2; 1.33; 3) = 1.2m$

Donc on prend

$\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (Un cadre et un étrier)

5.3.4 Calcul des espacements des armatures transversales

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 57.42cm$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.75cm$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$ BAEL91 (Article H.III.3)
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$.

$S_t = \min(10; 14.4) = 10cm$ On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 80cm$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 2.1cm^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

5.4 Vérifications

5.4.1 Contrainte tangentielle maximale

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25Mpa \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Exemple de calcul pour le RDC

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	107.672	1.00	observé
Poutres secondaires	48.328	0.51	observé
Poutres palière	14.37	0.17	observé
Poutres brisée	8.80	0.108	observé

Tableau 5.2 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

5.5 A'ELU

5.5.1 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	poutre	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	Observation
rdc	Poutre principale	107.67	89.398	0.309	-0.483	vérifié
	Poutre secondaire	48.328	46.737	0.138	-0.333	vérifié
1	Poutre principale	100.704	104.082	0.296	-0.629	vérifié
	Poutre secondaire	54.877	55.211	0.157	-0.402	vérifié
2	Poutre principale	102.095	104.082	0.287	-0.634	vérifié
	Poutre secondaire	39.035	29.235	0.112	-0.184	vérifié
3	Poutre principale	95.984	108.688	0.291	-0.678	vérifié
	Poutre secondaire	38.326	74.652	0.110	-0.646	vérifié
4	Poutre principale	104.92	97.016	0.2912	-0.569	vérifié
	Poutre secondaire	38.317	35.070	0.110	-0.245	vérifié
5	Poutre principale	102.095	83.062	0.293	-0.443	vérifié
	Poutre secondaire	41.567	35.031	0.190	-0.235	vérifié
6	Poutre principale	96.804	69.144	0.278	-0.335	vérifié
	Poutre secondaire	36.531	23.609	0.105	-0.134	vérifié

7	Poutre principale	95.984	50.20	0.275	-0.169	vérifié
	Poutre secondaire	36.381	36.964	0.104	-0.270	vérifié
8	Poutre principale	90.052	46.624	0.258	-0.154	vérifié
	Poutre secondaire	28.801	35.288	0.082	-0.275	vérifié
terrasse	Poutre principale	104.92	79.678	0.301	-0.405	vérifié
	Poutre secondaire	28.302	27.072	0.081	-0.193	vérifié
toiture	Poutre principale	93.315	71.666	0.268	-0.367	vérifié
	Poutre secondaire	21.661	71.665	0.062	-0.664	vérifié
	Poutre palière	14.37	24.214	0.041	-0.245	vérifié
	poutre brisée	8.808	4.182	0.025	-0.024	vérifié

Tableau 5.3 vérification des armatures longitudinales au cisaillement

5.6 À L'ÉLÉ

5.6.1 L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

5.6.2 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.

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

plancher	Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (m^4) 10^{-3}	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
RDC	Poutres principales	travée	59.71	1.86	0.127	4.07	15
		appuis	49.117	1.86	0.127	3.35	15
	Poutres secondaires	travée	34.22	1.07	0.108	3.45	15
		appuis	31.22	1.07	0.108	3.15	15
Etages1	Poutres principales	travée	55.99	1.86	0.127	3.82	15
		appuis	59.26	1.86	0.124	3.95	15
	Poutres secondaires	travée	22.46	1.07	0.116	2.43	15
		appuis	35.06	1.07	0.108	3.53	15
2	Poutres principales	travée	55.96	1.86	0.127	3.82	15
		appuis	55.88	1.86	0.127	3.81	15
	Poutres secondaires	travée	21.87	1.07	0.108	2.20	15
		appuis	21.90	1.07	0.108	2.21	15
Etages3	Poutres principales	travée	56.20	1.86	0.127	3.83	15
		appuis	55.82	1.86	0.127	3.81	15
	Poutres secondaires	travée	21.06	1.07	0.108	2.12	15
		appuis	21.13	1.07	0.108	2.13	15
4	Poutres principales	travée	56.79	1.86	0.127	3.87	15
		appuis	56.24	1.86	0.127	3.84	15
	Poutres secondaires	travée	20.71	1.07	0.108	2.09	15
		appuis	20.76	1.07	0.108	2.095	15
Etages5	Poutres principales	travée	56.75	1.86	0.127	3.87	15
		appuis	56.64	1.86	0.127	3.86	15
	Poutres secondaires	travée	20.65	1.07	0.108	2.08	15
		appuis	20.50	1.07	0.127	2.06	15
6	Poutres principales	travée	54.71	1.86	0.127	3.73	15
		appuis	56.71	1.86	0.108	3.87	15
	Poutres secondaires	travée	21.77	1.07	0.108	2.19	15
		appuis	22.29	1.07	0.122	2.24	15
Etages7	Poutres principales	travée	54.70	1.86	0.122	3.58	15
		appuis	54.66	1.86	0.108	3.58	15
	Poutres secondaires	travée	22.17	1.07	0.108	2.23	15
		appuis	22.15	1.07	0.127	2.235	15
	Poutres	travée	59.427	1.86	0.127	4.05	15

8	principales	appuis	51.52	1.86	0.108	3.51	15
	Poutres secondaires	travée	27.68	1.07	0.108	2.793	15
terrasse	Poutres principales	travée	45.42	1.86	0.127	4.057	15
		appuis	49.43	1.86	0.108	3.37	15
	Poutres secondaires	travée	21.48	1.07	0.108	2.16	15
		appuis	21.48	1.07	0.122	2.16	15
toiture	Poutres principales	travée	52.38	1.86	0.122	3.43	15
		appuis	52.38	1.86	0.108	3.43	15
	Poutres secondaires	travée	15.88	1.07	0.108	1.60	15
		appuis	15.88	1.07	0.087	1.60	15
	Poutre brisée	travée	4.65	0.675	0.087	1.54	15
		appuis	4.055	0.675	0.087	1.51	15
	Poutre palière	travée	11.96	0.675	0.087	0.59	15
		appuis	11.77	0.675	0.087	0.52	15

Tableau5.4 Vérification de la contrainte limite de béton

5.7 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{475} = 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{59.71}{10 \times 147.18} = 0.04 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.6 \times 0.36} = 0.037 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

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

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{475} = 0.073 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.073 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{35.06}{10 \times 96.64} = 0.036 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.315} = 0.058 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.7.1 Schéma de ferrailage des poutres

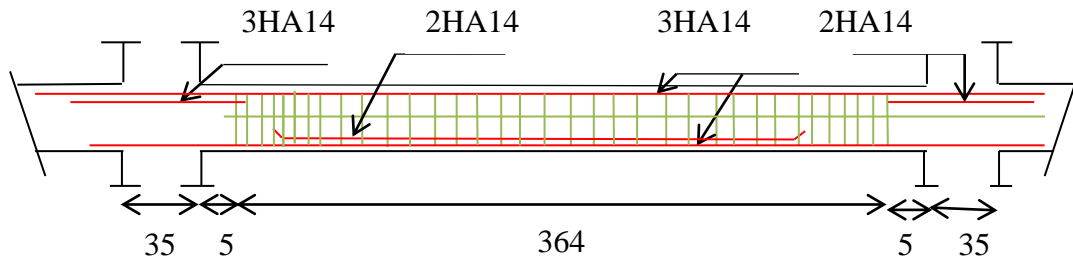


Figure 5.1 Schéma de ferrailage des poutres principale

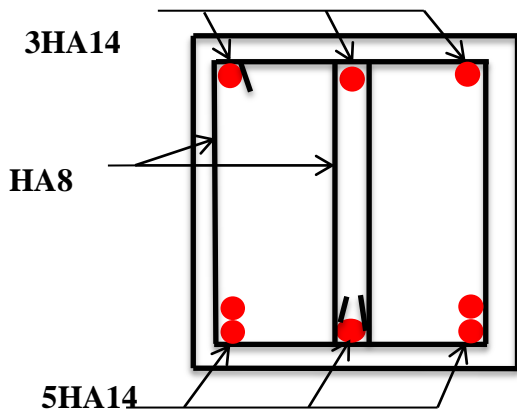


Figure 5.2 coupe en travée

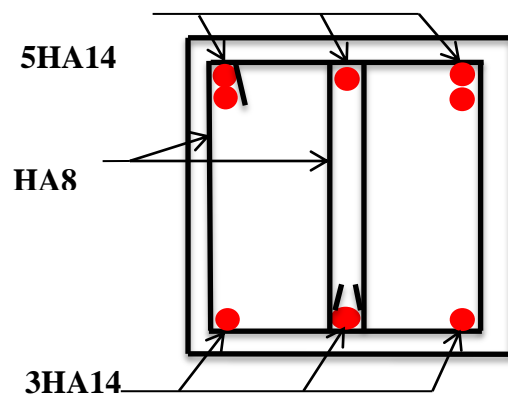


Figure 5.3 coupe en appuis

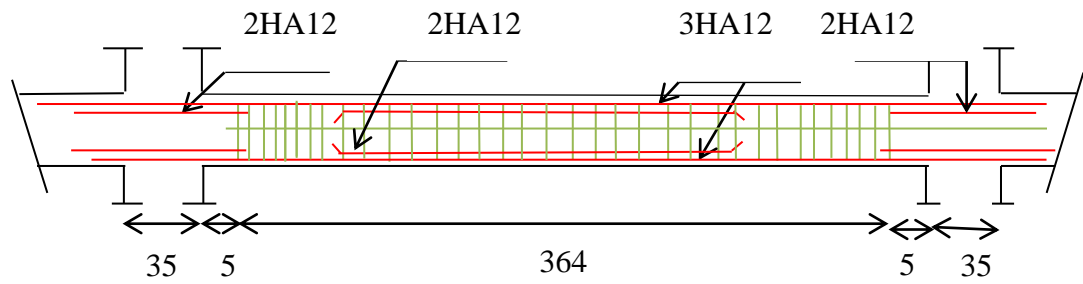


Figure 5.4 Schéma de ferrailage des poutres secondaire

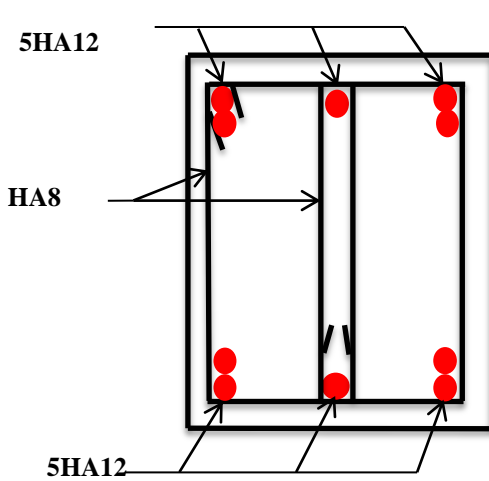


Figure5.5 coupe en travée

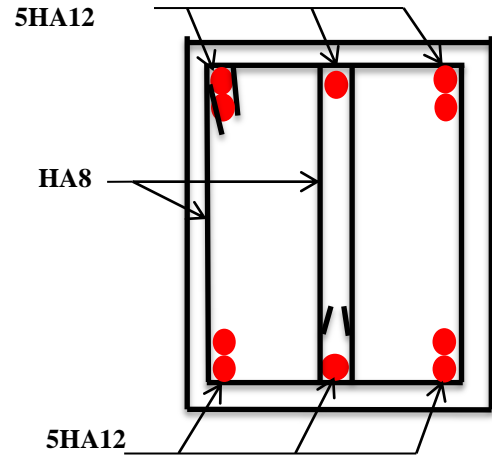


Figure5.6 coupe en appuis

5.8 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q-E$$

RPA99 (Article 5.2)

$$0.8G+E$$

$$0.8G-E$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant5}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

5.8.1 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Nmax → M corr		M max → N cor		N min → M cor	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC1-2	2583.95	33.43	156.44	1524.71	65.81	43.95
etage1 - 2	1994.34	54.77	144.14	1569.61	39.41	80.19
etage3-4	1502.03	64.45	140.64	1193.12	15.9	47.45
etage5-6	1060.85	17.46	103.32	831.25	17.00	42.60
etage7-8	625.021	14.93	64.32	505.68	22.37	24.07
Terrasse	184.90	9.32	45.32	78.26	16.76	27.15

Tableau 5.5 : Sollicitations dans les poteaux

5.9 Les recommandations du RPA 99/2003

5.9.1 Les armatures longitudinales RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Le pourcentage minimal est de 0.8 % (Zone II) ;
- Le pourcentage maximal est de 4 % en zones courantes ;
et de 6 % en zones de recouvrement ;
- Le diamètre minimal est de 12mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon 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)
RDC	60*60	28,8	144	216

1 et 2 ^{ème} étage	55*55	24,2	121	181,5
3 et 4 ^{ème} étage	50*50	20,0	100	150
5 et 6 ^{ème} étage	45*45	16,2	81	121,5
7 et 8 ^{ème} étage	40*40	12,8	64	96
terrasse	35*35	9,8	14	73,5

Tableau 5.6 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

5.9.2 Les armatures transversales RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul ;

h_1 : hauteur total de la section brute ;

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$ en zone nodale ;
- $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone courante.

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$;
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique)

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

5.10 Sections des armatures longitudinales donné par le SOCOTEC dans les poteaux

niveau	section	A_{min} RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté
RDC	60*60	28,8	0	12T16+4T14=30,29
1 et 2 ^{ème} étage	55*55	24,2	0	12T14+4T16=26,51
3 et 4 ^{ème} étage	50*50	20,0	0	14T14=21.55
5 et 6 ^{ème} étage	45*45	16,2	0	8T14+4T12=16,84
7 et 8 ^{ème} étage	40*40	12,8	0	12T14=13,57
terrasse	35*35	9,8	0	4T14+4T12=10,68

Tableau 5.7. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Analyse des résultats

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/03 car le ferrailage donné par le SOCOTEC est inférieur à A_{min} de RPA.

5.11 Sections des armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	terrasse
Section (cm)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35
ϕ_t^{max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2	1.4
ϕ_t^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.76	3.89	4.28	4.76	5.35	6.12
V_u (KN)	158.04	142.67	138.129	101.92	61.608	28.80
l_r (cm)	64	64	64	56	48	64
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2,46	2,42	2,58	2,12	0,96	0,51
	3,7	3,63	3,88	3,18	1,44	0,77
A^t_{min} (cm ²)	3	2,75	2,5	2,25	1,2	1.05

Zone nodale						
A'_{min} (cm ²)	2.7	2.47	3,75	3,37	1,8	1,57
Zone courante						
$A'_{adoptée}$ (cm ²)	6T10	6T10	8T8	6T10	6T8	4T8

Tableau 5.8 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Analyse des résultats

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales ; ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5.12 Vérifications

5.12.1 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 R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08m$ et un effort normal égal à 2583,95KN

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

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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856m \quad \text{(Longueur de flambement)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.17m \quad \text{(Rayon de giration)}$$

D'où : $\lambda = \frac{2.61}{0.231} = 16.8 \Rightarrow \alpha = 0.812$

$$B_r = 0.336cm^2 \quad \text{(Section réduite)}$$

Donc

$$N_u = 0.812 \times \left(\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5908.36 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2583.95 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

5.13 Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
RDC	60*60	4,08	2.856	0.17	16.8	0.812	30.29	0,336	5908.36	2583.95
1 et 2 ^{ème} étage	55*55	3.06	2.142	0.15	14.28	0.822	26.51	0,281	5035.77	1994.34
3 et 4 ^{ème} étage	50*50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.818	21.55	0,230	4067.46	1502.03
5 et 6 ^{ème} étage	45*45	3.06	2.142	0.12	17.85	0.807	16.84	0,184	3222.70	1060.85
7 et 8 ^{ème} étage	40*40	3.06	2.142	0.11	19.47	0.80	13.57	0,144	2511.12	625.02
Terrasse	35*35	3.06	2.142	0.10	21.42	0.79	10.68	0,108	1873.61	184.90

Tableau 5.9 Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u$.

5.14 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et} \quad v' = h - v ;$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

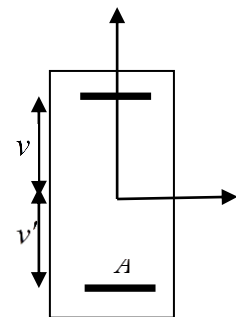


Figure 5.7 Section d'un poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
RDC	60*60	54	30.29	32.68	27.32	0.018	1874.58	59.08	6.27	15
1 et 2 ^{eme}	55*55	49.5	26.51	30.05	24.95	0.0093	1449.07	45.58	6.26	15
3 et 4 ^{eme}	50*50	45	21.55	27.28	22.72	0.0096	1091.5	46.44	5.68	15
5 et 6 ^{eme}	45*45	40.5	16.84	24.49	20.51	0.0058	772.33	37.22	5.38	15
7 et 8 ^{eme}	40*40	36	13.57	21.80	18.20	0.0047	455.29	25.64	2.85	15
terrasse	35*35	31.5	10.68	19.11	15.89	0.0021	35.49	23.49	3.18	15

Tableau 5.10 Vérification des contraintes dans le béton.

Analyse des résultats

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

5.15 Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA99(Article7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ̄ _{adm} MPa	observation
RDC	60*60	2.856	4.76	0.04	54	131.15	0.404	1	vérifiée
1 et 2 ^{eme} étage	55*55	2.142	3.89	0.04	49.5	69.27	0.254	1	vérifiée
3 et 4 ^{eme} étage	50*50	2.142	4.28	0.04	45	65.26	0.290	1	vérifiée
5 et 6 ^{eme} étage	45*45	2.142	4.76	0.04	40.5	46.97	0.257	1	vérifiée
7 et 8 ^{eme} étage	40*40	2.142	5.35	0.075	36	31.79	0.220	1.875	vérifiée
Terrasse	35*35	2.142	6.12	0.075	31.5	20.73	0.188	1.875	vérifiée

Tableau 5.11 Vérification des contraintes tangentielles

Analyse des résultats

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

5.16 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$\text{Telle que : } M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	Z	A_s	M_r
	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(KN.m)
RDC	60*60	51	30.29	537.58
1 et 2 ^{ème} étage	55*55	46.75	26.51	431.07
3 et 4 ^{ème} étage	50*50	42.5	21.55	318.72
5 et 6 ^{ème} étage	45*45	38.25	16.84	224.15
7 et 8 ^{ème} étage	40*40	34	13.57	160.48
terrasse	35*35	29.75	10.68	110.57

Tableau5.12 Moments résistants dans les poteaux

5.17 Détermination du moment résistant dans les poutres

Niveaux	coté	Z_{pp} (m)	Z_{ps} (m)	A_{spp} (cm ²)	A_{sps} (cm ²)	M_{Rpp} (KN. m)	M_{Rps} (KN.m)
RDC	Du voile	0.34	0.29	17.25	14.89	204.10	149.96
	autre	0.34	0.29	15.42	11.30	182.40	114.03
1	Du voile	0.34	0.29	19.10	16.02	225.99	161.67
	autre	0.34	0.29	15.71	12.44	185.88	125.54

2	Du voile	0.34	0.29	19.60	15.71	231.90	158.50
	autre	0.34	0.29	15.71	11.30	185.88	114.03
3	Du voile	0.34	0.29	19.89	14.49	235.33	146.23
	autre	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
4	Du voile	0.34	0.29	17.25	13.26	204.10	133.81
	autre	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
5	Du voile	0.34	0.29	15.11	12.12	178.78	122.31
	autre	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
6	Du voile	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
	autre	0.34	0.29	14.80	11.30	175.35	114.03
7	Du voile	0.34	0.29	14.60	11.30	175.35	114.03
	autre	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
8	Du voile	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
	autre	0.34	0.29	11.30	11.30	133.70	114.03
terrasse	Du voile	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
	autre	0.34	0.29	16.02	11.30	189.54	114.03
toiture	Du voile	0.34	0.29	14.82	11.30	175.35	114.03
	autre	0.34	0.29	14.82	11.30	114.03	175.35

Tableau 5.13 Moment résistant dans les poutres

5.18 Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99 ;version2003 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

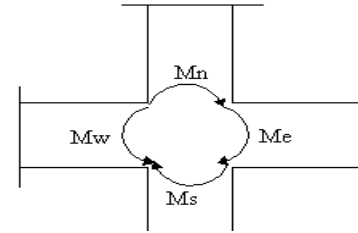


Figure 5.8 zone nodale

niveau	plan	$M_n+M_s(\text{KN.m})$	$1.25*(M_e+M_w)$	observations
rdc	1-2	1075.16	510.25	vérifie
	2-3	1075.16	374.90	vérifie
Etage1	1-2	826.15	564.97	vérifie
	2-3	826.15	404.17	vérifie
Etage2	1-2	862.15	579.75	vérifie
	2-3	862.15	396.25	vérifie
Etage3	1-2	637.44	588.32	vérifie
	2-3	637.44	365.57	vérifie
Etage4	1-2	637.44	510.25	vérifie
	2-3	637.44	334.52	vérifie
Etage5	1-2	448.31	446.95	vérifie
	2-3	448.31	305.77	vérifie
Etage6	1-2	448.31	438.37	vérifie
	2-3	448.31	285.07	vérifie
Etage7	1-2	320.96	338.37	N. vérifie
	2-3	320.96	285.07	vérifie
Etage8	1-2	320.96	334.25	N. vérifie
	2-3	320.96	285.07	vérifie
terrasse	1-2	221.14	438.37	N. vérifie
	2-3	221.14	438.37	N. vérifie

Tableau 5.14 vérification de la zone nodale

Analyse des résultats

On remarque qu'à partir du 7^{ème} étage la condition n'est pas vérifiée, selon RPA99 version 2003(Article ;l 7.6.2) Donc, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit augmenter le ferrailage des poteaux au niveau des zones nodales et pour les deux derniers niveaux leur vérification est facultatif. Donc on ferraille les poteaux du 7;8^{ème} étage avec : $12T16=24.13 \text{ cm}^2$ et pour la Terrasse on laisse le même ferrailage.

5.19 Schéma de ferrailage des poteaux.

<p>Poteau RDC (60×60) cm²</p>	<p>Poteau étage 1 et 2 (55×55) cm²</p>
<p>Poteau étage 3et 4 (50×50) cm²</p>	<p>Poteau étage5et6 (45×45) cm²</p>
<p>Poteau étage 7et 8 (40×40) cm²</p>	<p>Poteau terrasse (35×35) cm²</p>

Tableau 5.15 schéma de ferrailage des poteaux

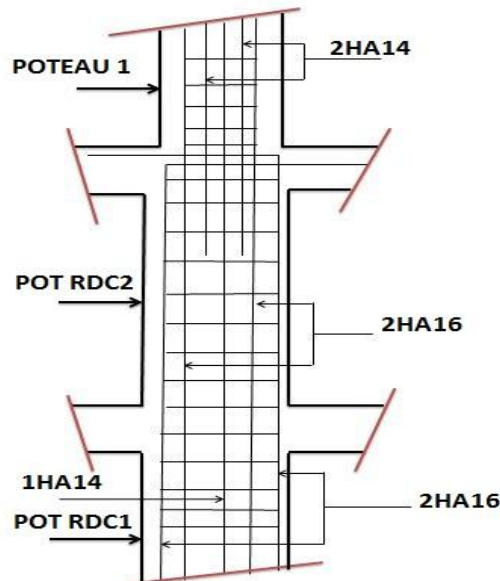


Figure5.9 schéma de réduction des poteaux

5.20 Etude des voiles

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 encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. Il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- **Voiles élancés** avec : $\frac{h}{l} > 1.5$
- **Voiles courts** avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

5.21 Les modes de rupture des voiles

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

5.22 Les combinaisons de calcul

ELU ;

$G+Q\pm E$;

$0.8G\pm E$.

5.23 Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales ;
- armatures horizontales ;
- armatures transversales.

5.23.1 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 ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

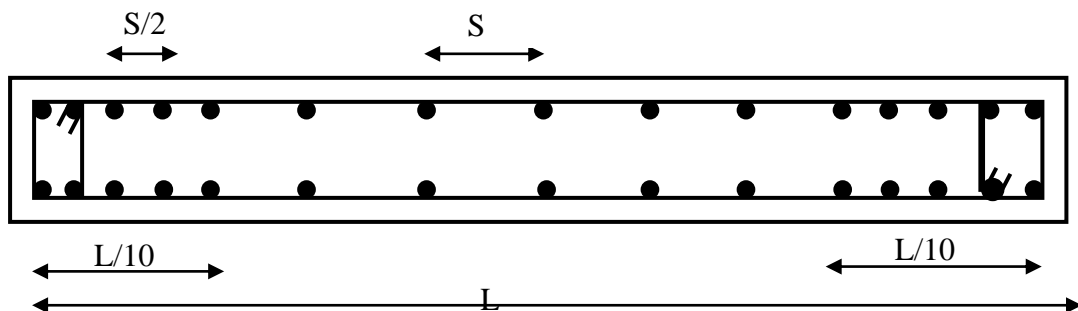


Figure 5.10 Disposition des armatures verticales (vue en plan)

5.23.2 Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

5.23.3 Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

5.23.4 Les armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.24 Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.
L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

5.24.1 Les longueurs de recouvrement

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.25 Le ferrailage des voiles

5.25.1 Armatures verticales

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

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

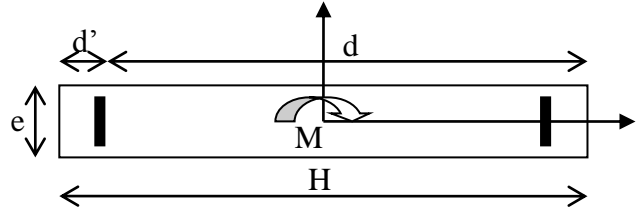


Figure 5.11 Schéma d'un voile plein

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

5.25.2 Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous en respectons les conditions RPA 99 avec :

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile

$A_{v\min}^{\text{BAEL}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{\text{RPA}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_v^{\text{adap}} / \text{face}$: Section d'armature verticale adaptée par face

$N_{\text{nbre}} / \text{face}$: nombre de barres adaptées par face

S_t : Espacement.

A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$A_H^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire

$A_H^{\text{adap}} / \text{ml}$: Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire

$$A_H^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adpt}}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml: Section d'armature adoptée par mètre linéaire

		$N_{min} \rightarrow M \text{ corr}$		$M_{max} \rightarrow N \text{ corr}$		$N_{max} \rightarrow M \text{ corr}$	
RDC1	e=20cm	157.6	886.46	988.25	157.6	2151.08	854.36
RDC2	e=20cm	568.57	415.15	431.79	279.53	1689.67	50.30
Etage 1	e=15cm	583.97	243.68	258.45	917.49	1421.50	50.50
Etage 2	e=15cm	517.68	184.22	194.74	803.22	1222.01	34.18
Etage 3	e=15cm	486.98	178.58	189.11	720.84	1080.2	36.00
Etage 4	e=15cm	371.77	88.09	92.50	575.09	877.32	13.02
Etage 5	e=15cm	274.57	114.28	124.29	427.90	669.77	39.33
Etage 6	e=15cm	258.81	103.59	103.59	258.81	437.95	35.74
Etage 7	e=15cm	73.54	75.08	78.43	120.72	219.00	18.15
Etage 8	e=15cm	37.91	43.93	80.84	165.15	199.58	38.25

Tableau 5.16 des efforts selon x-x

		$N_{min} \rightarrow M \text{ corr}$		$M_{max} \rightarrow N \text{ corr}$		$N_{max} \rightarrow M \text{ corr}$	
RDC1	e=20cm	1754.64	657.94	657.94	1754.64	-96.97	-646.63
RDC2	e=20cm	1273.65	-11.97	744.31	-221.75	440.34	-218.55
Etag 1	e=15cm	1141.72	17.99	127.09	923.95	464.16	-105.79
Etag 2	e=15cm	1025.86	9.4	84.82	817.17	426.36	-73.35
Etag 3	e=15cm	926.60	-14.59	-95.88	609.77	386.89	-91.59
Etag 4	e=15cm	789.65	-5.10	-44.84	524.17	336.28	-42.51
Etag 5	e=15cm	668.83	-14.92	-61.93	438.61	281.63	-57.14
Etag 6	e=15cm	509.61	-1.47	-38.72	328.1	210.52	-37.36
Etag 7	e=15cm	353.11	-8.14	-36.59	228.47	147.28	-34.86
Etag 8	e=15cm	199.81	41.29	168.89	76.95	76.95	-49.59

Tableau 5.17 des efforts selon y-y

Remarque

On a ferrillé un seul voile dans chaque sens avec les sollicitations les plus défavorables (Mmax et Ncor)

Les voiles parallèles à yy'

Niveau	RDC1et2	Etage 1et2	Etage 3.4	Etage 5.6	Etage 7.8
L (m)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
e (m)	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	657.94	127.09	95.80	61.90	55.80
N (KN)	1754.64	92.30	609.77	438.60	168.80
V(KN)	288.85	9.72	82.86	54.40	49.50
τ_U Mpa	1.248	0.56	0.477	0.313	0.285
Av cal /face (cm ²)	9.31	5.03	9.60	6.77	2.78
Av min/face (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05	4.05
Av adop/face (cm ²)	10.86	6.28	10.30	9.05	5.15
N ^{barre} /face	4HA14+4T12	8HA10	14HA10	10HA12	4HA10+4T8
S _t (cm)	20	20	10	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.56	0.53	0.45	0.29	0.27
Ah min/face/ml (cm ²)	0.60	0.45	2.02	2.02	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face/ml	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
S _t (cm)	33	33	33	33	33

Tableau 5.18 Résultats de ferrillage du voile V_{y1}, V_{y2} et V_{y3}**Les voiles parallèles à xx'**

Niveau	RDC1et2	Etage 1et2	Etage 3.4	Etage 5.6	Etage 7.8
L (m)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	982.8	258.4	189.1	124.2	80.84
N (KN)	157.6	917.4	720.8	427.9	165.1
V(KN)	365.9	173.4	169.3	105.4	42.2

τ_u Mpa	1.27	0.79	0.78	0.48	0.19
Av cal /face (cm ²)	14.11	16.22	12.16	7.85	2.86
Av min/face (cm ²)	4.49	5.06	5.06	5.06	5.06
Av adop/face (cm ²)	15.40	18.47	12.44	9.42	6.03
N ^{barre} /face	4HA14+8T12	12HA14	8HA10+4T12	12HA10	12HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.60	0.75	0.73	0.46	0.18
Ah min/face/ml (cm ²)	0.60	2.02	2.02	2.02	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face/ml	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
S _t (cm)	33	33	33	33	33

Tableau 5.19 Résultats de ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2}

On voit bien à travers ces deux tableaux que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} \text{MPA.}$$

5.26 Schémas de ferrailage du voile

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC comme exemple

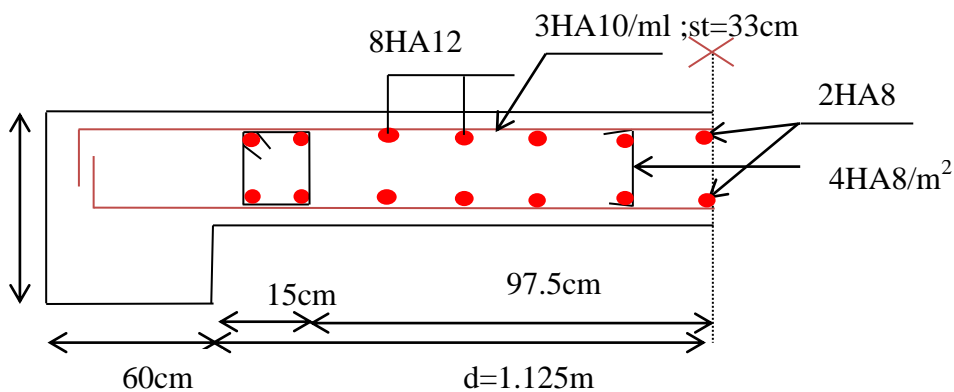


Figure 5.12 Schéma de ferrailage du voile RDC Vx

Chapitre 6 : Etude des fondations

6.1 Introduction

La fondation est une partie essentiel de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol (poids propre, surcharges, charges accidentelles... etc.) ;cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

6.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire national d'habitat et de construction (LNHC), la contrainte du sol est de 1.5bar, la profondeur d'ancrage est de 2m ; On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

6.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5Q$

6.4 Vérification des semelles isolées

Pré dimensionnement

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots (1)$$

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{\frac{a}{b}}} \dots\dots\dots (2)$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q$,

Obtenue par le logiciel SAP2000 (version 14.2).

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

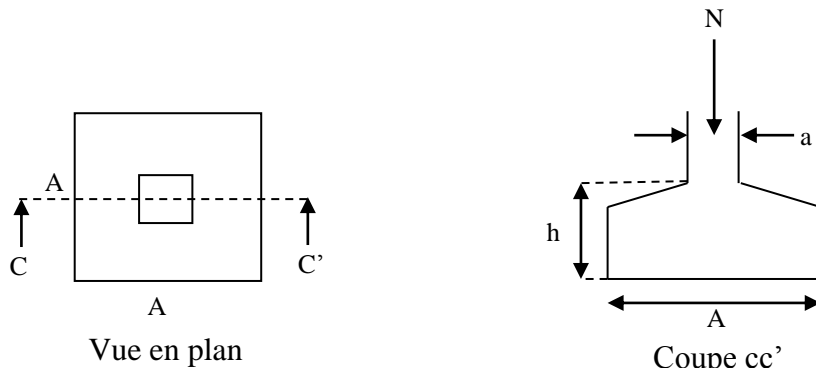


Figure 6.1 schéma d'une semelle isolée

Poids de la semelle : $P_s = 20 \text{KN}$

Poids de l'avant poteau : $P_{avt\ pot} = 0.6^2 \times 2 \times 25 = 18 \text{KN}$

$N = 1874.58 + 18 + 20 = 1912.58 \text{KN}$.

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.912}{0.15}} = 3.57 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens yy' varie entre 3.55m et 4.75m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

6.5 Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous un portique formé de Cinque poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

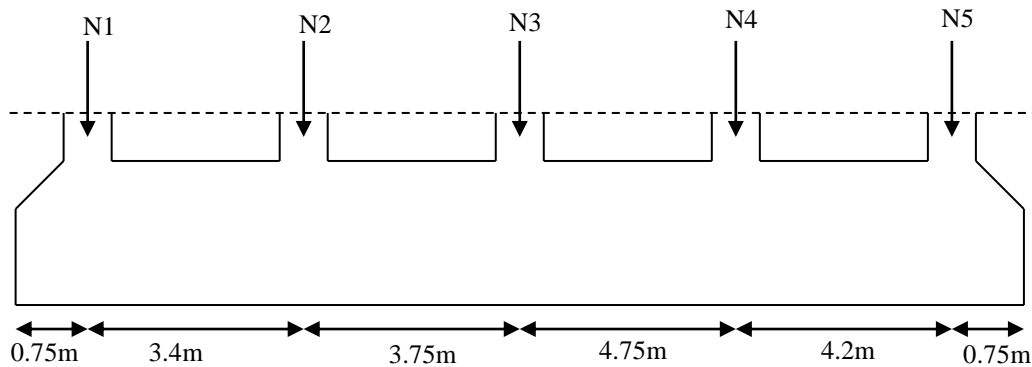


Figure6.2 Semelle filante

$$N = \sum Ni \Rightarrow N = 4026.52KN$$

$$N_{semelle} = 200 \times 5 = 1000KN$$

$$N1 = N_s + \sum Ni = 5026.52KN$$

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{50.265}{0.15 \times 17.6} = 2.91m.$$

Soit B=2.95m.

Vu la distance existante entre les axes de deux portique parallèle, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les deux semelles, ce qui nous conduit à l'étude des semelles filantes.

6.5.1 Pré dimensionnement de la semelle filante

Hauteur de la semelle

D'après l'hypothèse de la semelle rigide h_t qui est définie comme suit :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + c \quad ; \quad C : \text{est l'enrobage} = 5\text{cm}$$

$$\Rightarrow ht \geq \frac{295-60}{4} + 5 = 0.63m \quad ; \quad \text{On prend } h_t=70\text{cm. Et } d \geq \frac{B-b}{4}=58.75\text{cm}$$

On prend d=65cm.

6.5.2 Ferrailage de la semelle

Sens transversal

Dans le sens transversal, la semelle travaille comme une semelle isolée sous poteaux, le calcul s'effectuera à l'ELU et à l'ELS.

$$N_u = 2583.95 \text{ KN}$$

$$N_s = 1874.42 \text{ KN}$$

$$A = B = 2.95 \text{ m}; a = b = 0.6 \text{ m}; d = 0.65 \text{ m}$$

- **ALELU**

On utilise la méthode des bielles

$$A_u = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times B \times f_{st}} = \frac{2583.95(2.95-0.6)}{8 \times 0.65 \times 34.8 \times 2.95} = 11.37 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

- **A l'ELS**

$$A_s = \frac{N_s(B-b)}{8 \times d \times B \times \sigma_{st}} = \frac{1874.42(2.95-0.6)}{8 \times 0.65 \times 2.95 \times 20.166} = 14.24 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_u, A_s) = 14.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T20/ml = 15.71 cm²/ml

Dans le sens parallèle à A on dispose une section de $A/4 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Soit : } A = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6.5.3 Condition de résistance

On a fixé l'espacement des barres à :

$st = 20 \text{ cm}$, Pour les armatures de reparti

$st = 20 \text{ cm}$, Pour les armatures transversales

$$ht \geq 6\phi + 6 \rightarrow ht \geq 18 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_c; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.582}{2.95 \times 0.65} = 1.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Armature transversale

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\left(\frac{h}{35}\right); \phi l; \frac{a}{10}\right) = \min(2; 1; 6) \Rightarrow \phi t = 8mm$$

Arrêt des barres

On compare l_s à $(\frac{a}{4}$ ou $\frac{b}{4})$

Longueur de scellement droits est de :

$$l_s = 40\phi \rightarrow HA; \text{ donc } l_s = 40 \times 1 = 40cm$$

$$\frac{a}{4} = 15cm$$

On a $L_s > \frac{a}{4}$ donc les barres seront prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

6.5.4 Schéma de ferrailage

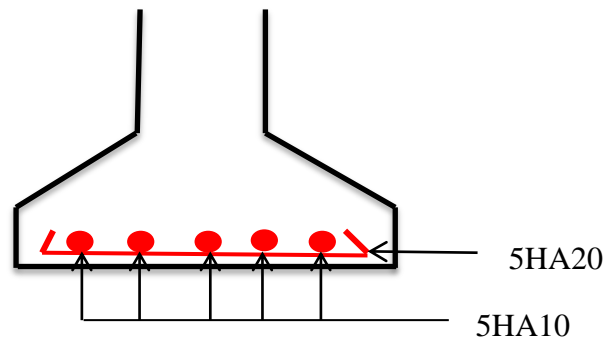


Figure 6.3 Schéma de ferrailage de la semelle

6.6 Poutre de rigidité

C'est une poutre disposée le long de semelle, elle est nécessaire pour reprendre les moments dues à la différence des intensités des charges, cette poutre est généralement noyée dans la semelle.

La hauteur total de la poutre de rigidité sera déterminée par :

$$\frac{l}{9} \leq ht \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \frac{4.75}{9} \leq ht \leq \frac{4.75}{6}$$

On prend $h_t = 70cm$; $d = 65cm$

6.6.1 Ferrailage de la poutre

$$q_s = \sum \frac{Ni}{l} = \frac{6699.42}{16.10} = 416.11 \text{KN/ml}$$

$$q_u = \sum \frac{Ni}{l} = \frac{9224.571}{16.10} = 572.95 \text{KN/ml}$$

Méthode de calcul

La poutre se calcul comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et les poteaux comme des appuis, (voir le schéma ci-dessous)

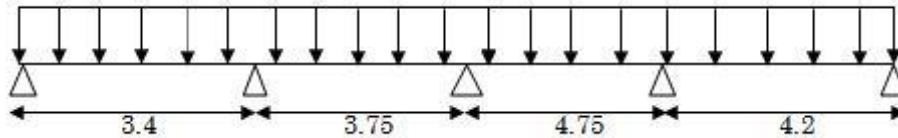


Figure 6.4 schéma statique de la poutre de rigidité

Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée

On applique la méthode de Caquot minorée (tenant compte des fissurations nuisibles)

On prend comme exemple le portique le plus sollicité (portique intermédiaire)

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous

travée	L _x (m)	L' _x (m)	M _a (kn.m)		X ₀ (m)	M _t (kn.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.40	3.4	124.18	698.32	2.12	295.20
B-C	3.75	3.0	698.32	811.56	2.57	92.83
C-D	4.75	3.8	811.56	1086.56	3.07	488.21
D-E	4.20	4.2	1086.56	189.503	2.63	658.04

Tableau 6.1 calcul des sollicitations

Ferrailage de la poutre de rigidité

localisation	M _U (kn.m)	A calculée	A min	A adoptée	Choix de barre
travée	658.04	31.18	24.5	37.70	12T20
appuis	1086.56	56.69	24.5	57.34	12T20+4T25

Tableau 6.2 ferrailage de la poutre de rigidité

6.6.2 Schéma de ferrailage de la poutre

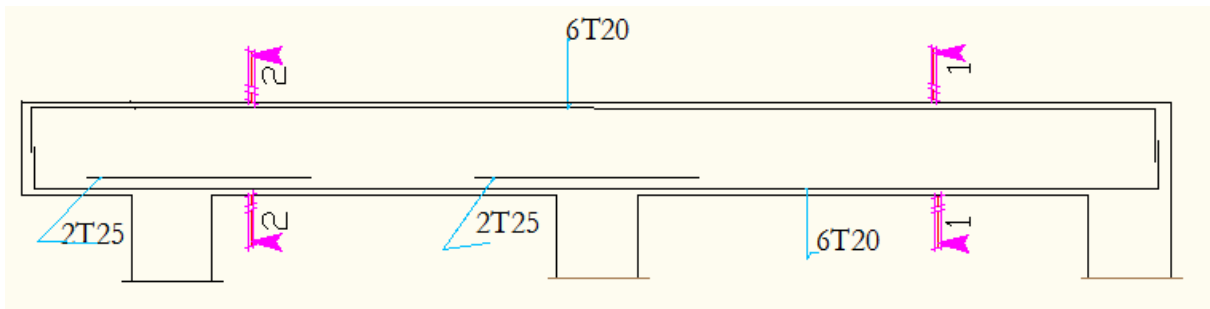


Figure 6.5 schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

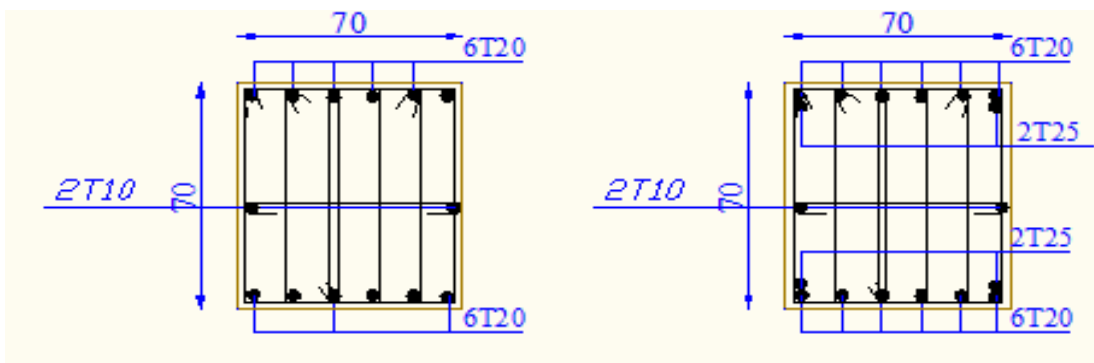


Figure 6.6 coupe 1-1

Figure 6.7 coupe 2-2

6.6.3 Ferrailage de la semelle filante de rive

$$N = \sum Ni \Rightarrow N = 4026.52KN$$

$$N_{semelle} = 200 \times 5 = 1000KN$$

$$N_1 = N_s + \sum Ni = 5026.52KN$$

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5026.52}{0.15 \times 17.6} = 1.90m$$

On prend $B=2m$

$$\text{Vérification } \frac{N}{B \times L} = 1.42 < 1.5bar \text{ C'est vérifié}$$

- **Pré dimensionnement**

Hauteur de la semelle

D'après l'hypothèse de la semelle rigide h_t qui est définie comme suit :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + c \Rightarrow ht \geq \frac{200-60}{4} + 5 = 0.40m \quad ; \text{ On prend } h_t=60\text{cm.}$$

$$\text{et } d \geq \frac{B-b}{4} = 35\text{cm}$$

On prend $d=55\text{cm}$.

6.7 Ferrailage de la semelle de rive

Sens transversal

Dans le sens transversal, la semelle travaille comme une semelle isolée sous poteaux, le calcul s'effectuera à l'ELU et à l'ELS.

$$N_u = 1318.51 \text{ kN}$$

$$N_s = 959.32 \text{ kN}$$

$$A=B=2.00\text{m}; a=b=0.6\text{m}; d=0.55$$

- **AL'ELU**

$$A_u = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times B \times f_{st}} = \frac{1318.51(2.00-0.6)}{8 \times 0.55 \times 2 \times 34.8} = 6.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **A l'ELS**

$$A_s = \frac{N_s(B-b)}{8 \times d \times B \times \sigma_{st}} = \frac{99.32(2.00-0.6)}{8 \times 0.55 \times 2 \times 20.166} = 7.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_u, A_s) = 7.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T14/ml = 7.7 cm²/ml

Dans le sens parallèle à A on dispose une section de $A/4 = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Soit : } A = 4T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6.7.1 Condition de résistance

On a fixé l'espacement des barres à :

$$st = 20\text{cm} \text{ , Pour les armatures de repartiions}$$

$st = 20\text{cm}$, Pour les armatures transversales.

$$ht \geq 6\phi + 6 \rightarrow ht \geq 14.4\text{cm}$$

Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_c; 28; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.3185}{2 \times 0.55} = 1.19 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

Armature transversale

Le diamètre minimal des armatures transversale est donné par :

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing l; \frac{a}{10}\right) = \min(1.71; 0.8; 6) \Rightarrow \varnothing t = 8 \text{mm}$$

Arrêt des barres

On compare l_s à $(\frac{a}{4} \text{ ou } \frac{b}{4})$

Longueur de scellement droits est de :

$$L_s \begin{cases} 40\varnothing \rightarrow \text{HA} \\ 50\varnothing \rightarrow \text{RL} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_s = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm} \\ \frac{a}{4} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$\Rightarrow L_s > \frac{a}{4}$ donc les barres seront prolongés jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comportées des crochets.

Schéma de ferrailage de la semelle

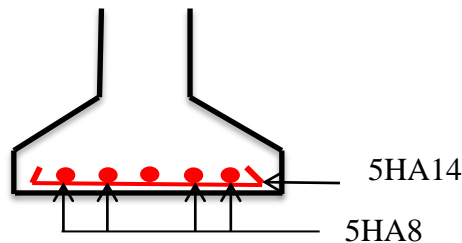


Figure 6.8 Schéma de ferrailage de la semelle

6.8 Poutre de rigidité de rive

Pré dimensionnement

La hauteur total de la poutre de rigidité sera déterminée par :

$$\frac{l}{9} \leq ht \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \frac{4.75}{9} \leq ht \leq \frac{4.75}{6}$$

On prend $h_t = 60 \text{cm}$; $d = 55 \text{cm}$

6.8.1 Ferrailage de la poutre

$$q_s = \sum \frac{N_i}{l} = \frac{4026.52}{16.10} = 250.09 \text{KN/ml}$$

$$q_u = \sum \frac{N_i}{l} = \frac{5527.86}{16.10} = 343.34 \text{KN/ml}$$

6.8.2 Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée

Les résultats des sollicitations sont dans le tableau ci-dessous

travée	L _x (m)	L' _x (m)	M _a (kn.m)		X ₀ (m)	M _t (kn.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.40	3.4	74.41	418.47	2.12	176.90
B-C	3.75	3.0	418.47	486.33	2.57	55.62
C-D	4.75	3.8	486.33	374.07	2.90	503.21
D-E	4.20	4.2	374.07	113.55	2.43	515.02

Tableau 6.3 calcul des sollicitations

6.8.3 Ferrailage de la poutre de rigidité

localisation	M _U (kn.m)	A calculée	A min	A adoptée	Choix de barre
travée	486.33	27.88	16.5	30.53	12T14+6T16
appuis	503.21	28.96	16.5	30.53	12T14+6T16

Tableau 6.4 ferrailage de la poutre de rigidité

6.8.4 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

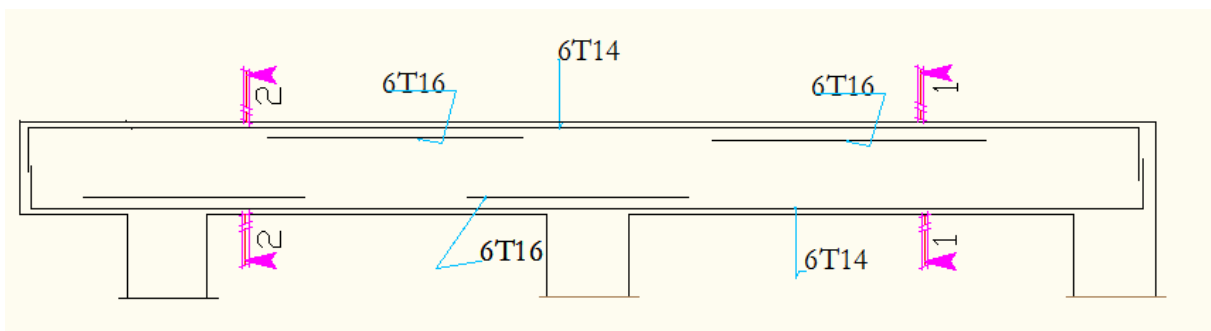


Figure 6.9 schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

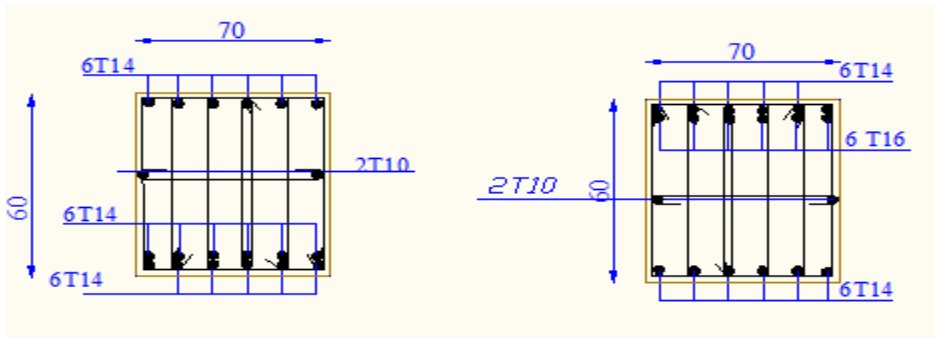


Figure6.10 coupe 1-1

Figure6.11 coupe 2-2

6.9 Vérification des contraintes

6.9.1 Critère de poinçonnement

$$\sigma_{max} = \frac{R}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

6.9.2 Vérification au renversement

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

	sollicitations		poinçonnement			renversement	observation
	N (kn)	M (kn.m)	σ_{max} (Mpa)	σ_{min} (Mpa)	σ (Mpa)	$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ (m)	
semelle1	4733.88	365.02	0.18	0.11	0.18	0.077	vérifié
Semelle2	7636.35	478.74	0.18	0.14	0.18	0.06	vérifié

Tableau 6.5verification des contraintes

6.10 Calcul des longrines

Les longrines sont des poutres de chaînage situées au niveau de l'infrastructure, sous forme de ceinture reliant les différentes semelles existantes

D'après l'article 10.1.1 (RPA99)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la force de traction d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N : l'effort normal des charges verticales transmises par les poteaux ;

α : coefficient fonction de la zone sismique et la catégorie de site

Pour notre cas : zone IIa et $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$

Selon RPA99 (article 10.1.1) les dimensions minimales de la section transversale des longrines est de $25 \times 30 \text{ cm}^2$, dans notre projet on a adopté les dimensions $30 \times 40 \text{ cm}^2$ pour toute la base ; comme il y a un décalage entre les deux niveaux (-0.34 ; +0.00) on a pris les dimensions $30 \times 74 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage minimum doit être $A_{\min} = 0.6\% b \cdot h$

L'espacement des cadres $S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi l)$

6.10.1 Calcul des armatures

Le calcul se fait sous N_{\max}

L'effort dans les poteaux le plus sollicité

$$N_u = 2583.95 \text{ KN}$$

$$N_s = 1875.63 \text{ KN}$$

L'effort de traction appliqué à longrine est :

$$\text{A ELU} \quad P_u = \frac{N_u}{12} = 215.32 \text{ KN}$$

$$\text{A ELS} \quad P_s = \frac{N_s}{12} = 156.30 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fera en traction simple selon les règles BAEL91

As est donnée par

$$A_s \geq (A_u, A_{ser})$$

- **Calcul à L'ELU**

La fissuration est nuisible

$$A_u = \frac{P_u}{\sigma_s} = \frac{215.32 \cdot 10^{-3}}{34.8} = 6.18 \text{ cm}^2$$

- **Calcul à L'ELUS**

$$A_s \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_s} = \frac{156.30}{201.6} = 7.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tel que } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{ij}\right) = 201.6 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \max(A_u, A_s) = 7.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% b \cdot h = 7.20 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres 6T14 $\Rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$

Pour les armatures transversales on adopte 3T8 = 1.52 cm^2

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi l) = 20\text{cm}, \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{adoptée}} \geq 0.23b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

6.10.2 Schéma de ferrailage

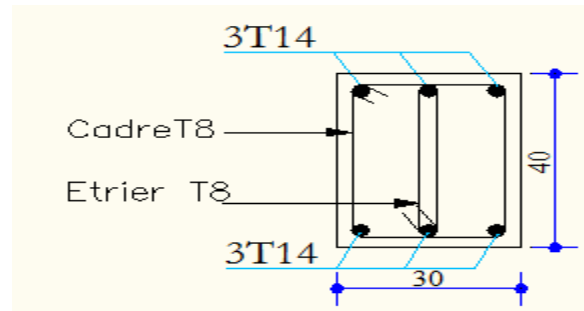


Figure 6.12 schéma de ferrailage de longrine 30*40

6.11 Etude de longrine (30*74)

Le calcul se fait sous N_{\max}

L'effort dans les poteaux le plus sollicité

$$N_u = 2283.97\text{KN}$$

$$N_s = 1658.35\text{K}$$

$$P_u = \frac{N_u}{12} = 190.33\text{KN}$$

$$P_s = \frac{N_s}{12} = 138.19\text{KN}$$

6.11.1 Ferrailage

Calcul à L'ELU

La fissuration est nuisible

$$A_{\min} = 0.6\% b \cdot h = 13.32\text{cm}^2$$

$$\text{D'où } A_u = \frac{P_u}{\sigma_s} = \frac{190.33 \cdot 10^{-3}}{348} = 5.46\text{cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_s} = \frac{138.19}{201.6} = 6.85\text{cm}^2$$

$$\text{Tel que } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta}f_{ij}\right) = 201.6\text{Mpa}$$

$$A_s = \max(A_u, A_s) = 6.85\text{cm}^2 < A_{\min} = 13.32\text{cm}^2$$

Donc on prend $A_s=12.32\text{cm}^2$.

Soit 12T12 $\Rightarrow A=13.57\text{cm}^2$

Pour les armatures transversales on adopte 4T8=2.01 cm^2

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi l) = 18\text{cm}$, soit $S_t=15\text{cm}$

Condition de non fragilité

$A_{\text{adoptée}} \geq 0.23b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.68\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$

6.11.2 Schéma de ferrailage

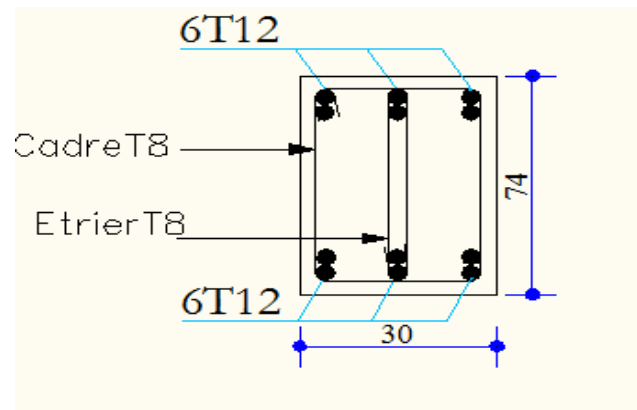


Figure 6.13 Schéma de ferrailage de longrine (30*74)

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont:

- Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel SAP2000, qui nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux
- La vérification de l'interaction voiles-portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
- Pour garantir la stabilité de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été les mêmes.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû à la vérification de l'effort normal réduit qui surdimensionne ces derniers, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour les fondations on a opté à des fondations superficielles de type filantes avec des poutres de rigidités afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition 1999 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Roger FRANK « Fondations superficielles ».

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	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	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Caractéristiques générales

Installation

en simple
pour les dispositions
en batterie,
consulter le table T31

Alimentation

collective (essence-
sélection, à analyse
permanente de trafic,
à ouverture centrale
trafic intense

Nombre de faces de service


simple accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
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	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	3500	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	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	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	185	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	260	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Système installé par le Comité National de l'Ascenseur pour la Réhabilitation des Handicapés
 (interconnexion simplifiée n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et
 respectent les exigences relatives à la sécurité des personnes.
 Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises sans la consultation d'un document général.
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre correspondant Schneider national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140		
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160		
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140		
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160		
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
				ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
1,50		Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160		
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.		1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
				ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160		
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

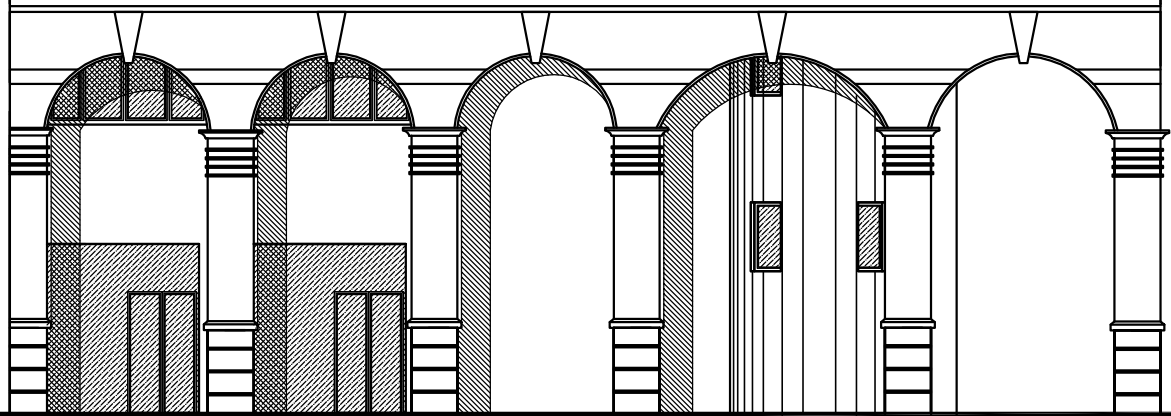
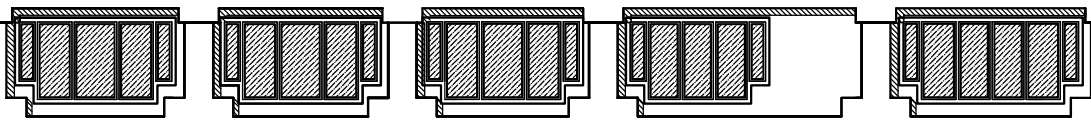
Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. Les profondeurs de cuvette en italique sont données à titre indicatif. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamique à transmission continue de vitesse. (2) ACVF = ascenseur à commande de fréquence. TD 2 = traction à deux vitesses. Le passage est calculé suivant la norme CEN 100 et CEN 105. Dy MV = Dynamique à vitesse variable. TD 2 = traction à deux vitesses. Les cotes sont exprimées en centimètres.

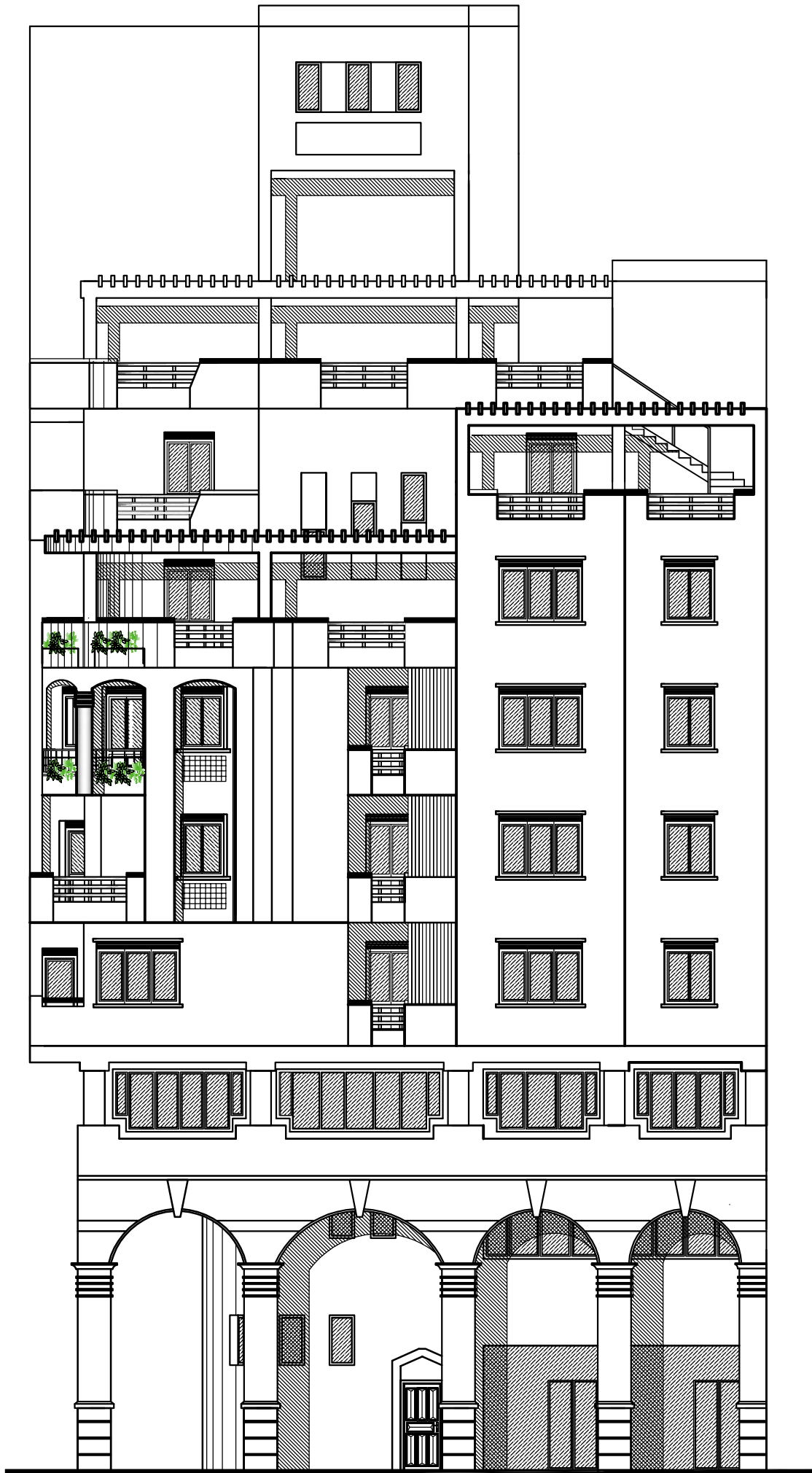
Tableau des Armatures
(en Cm²)

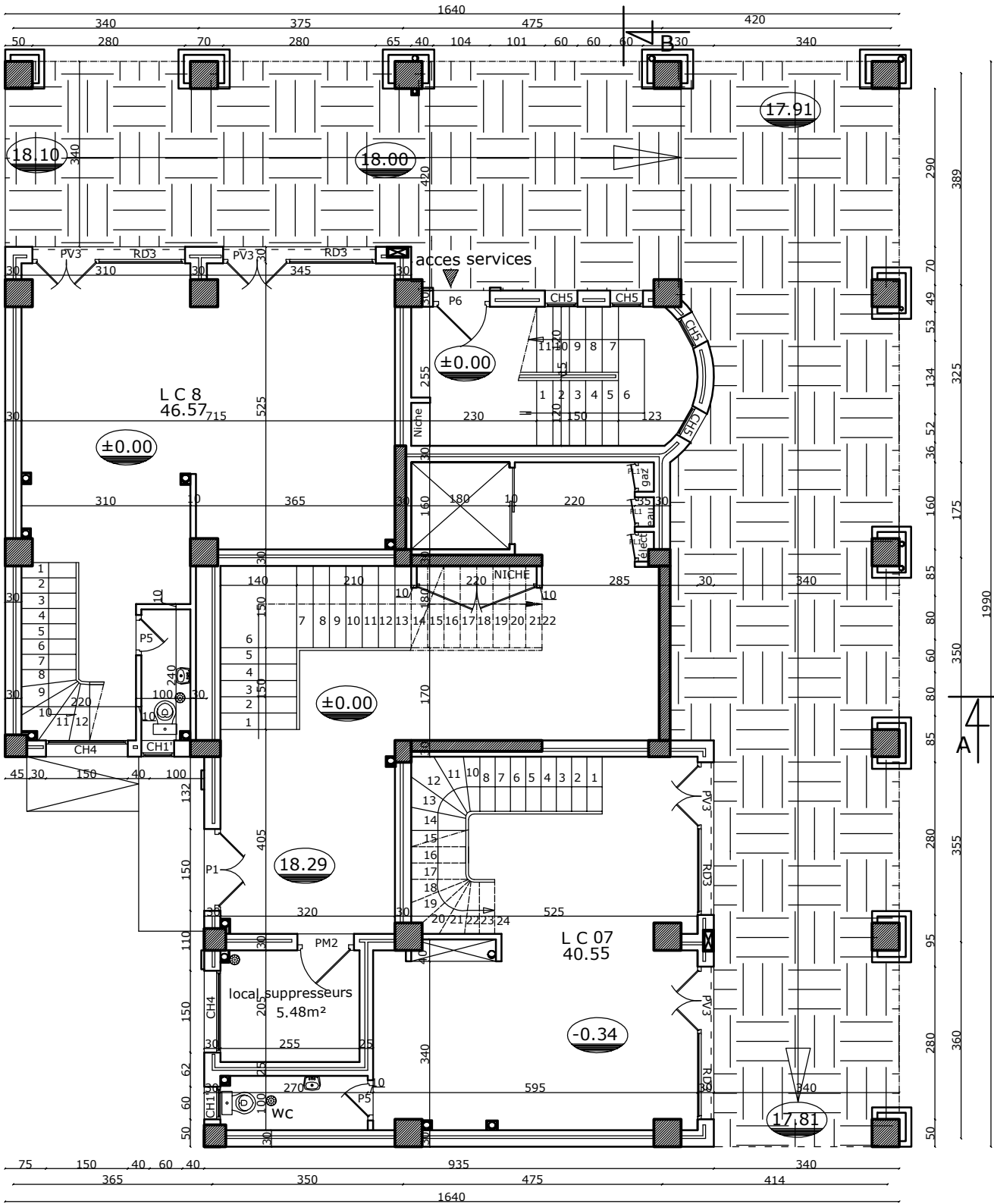
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030



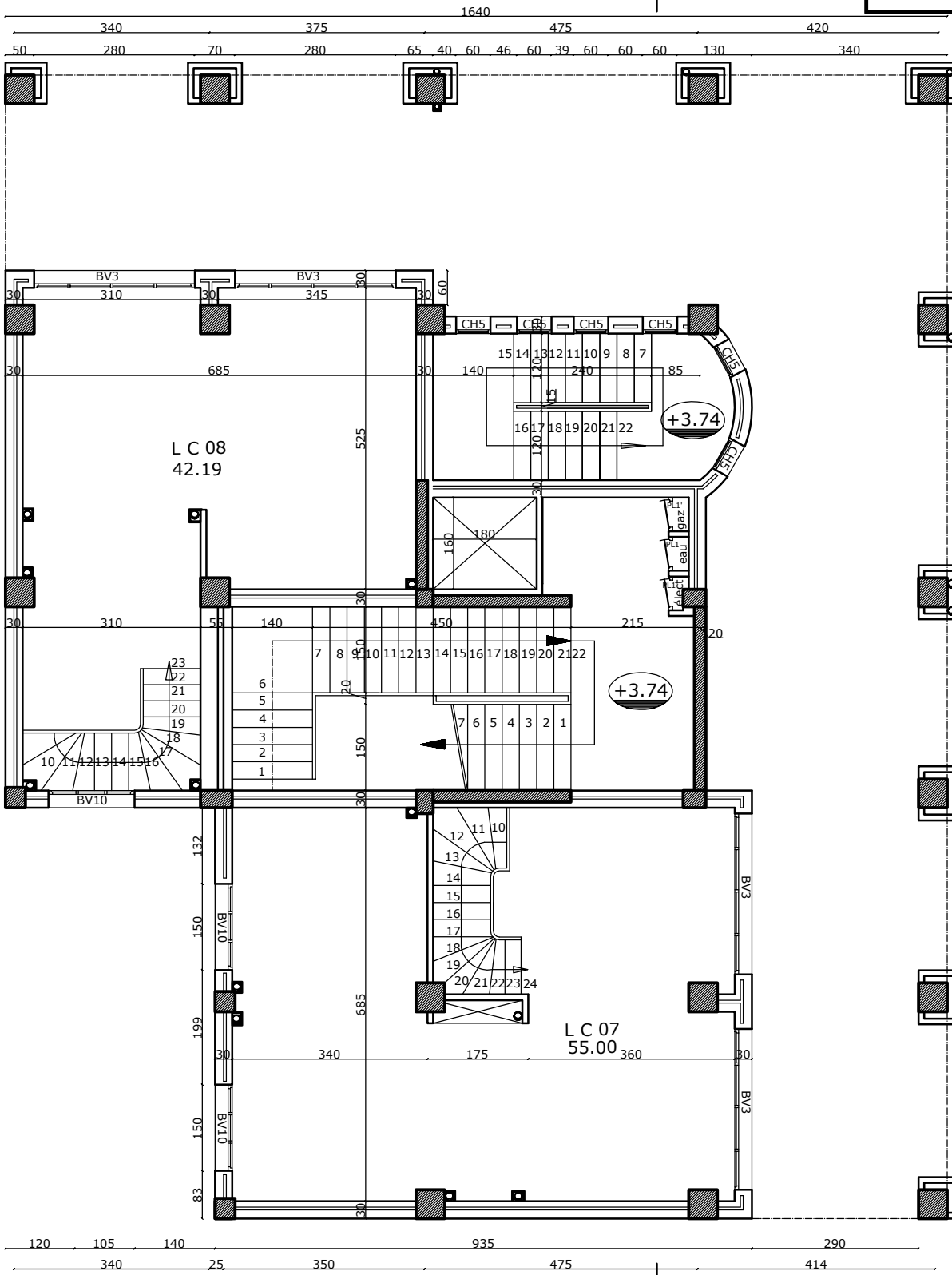




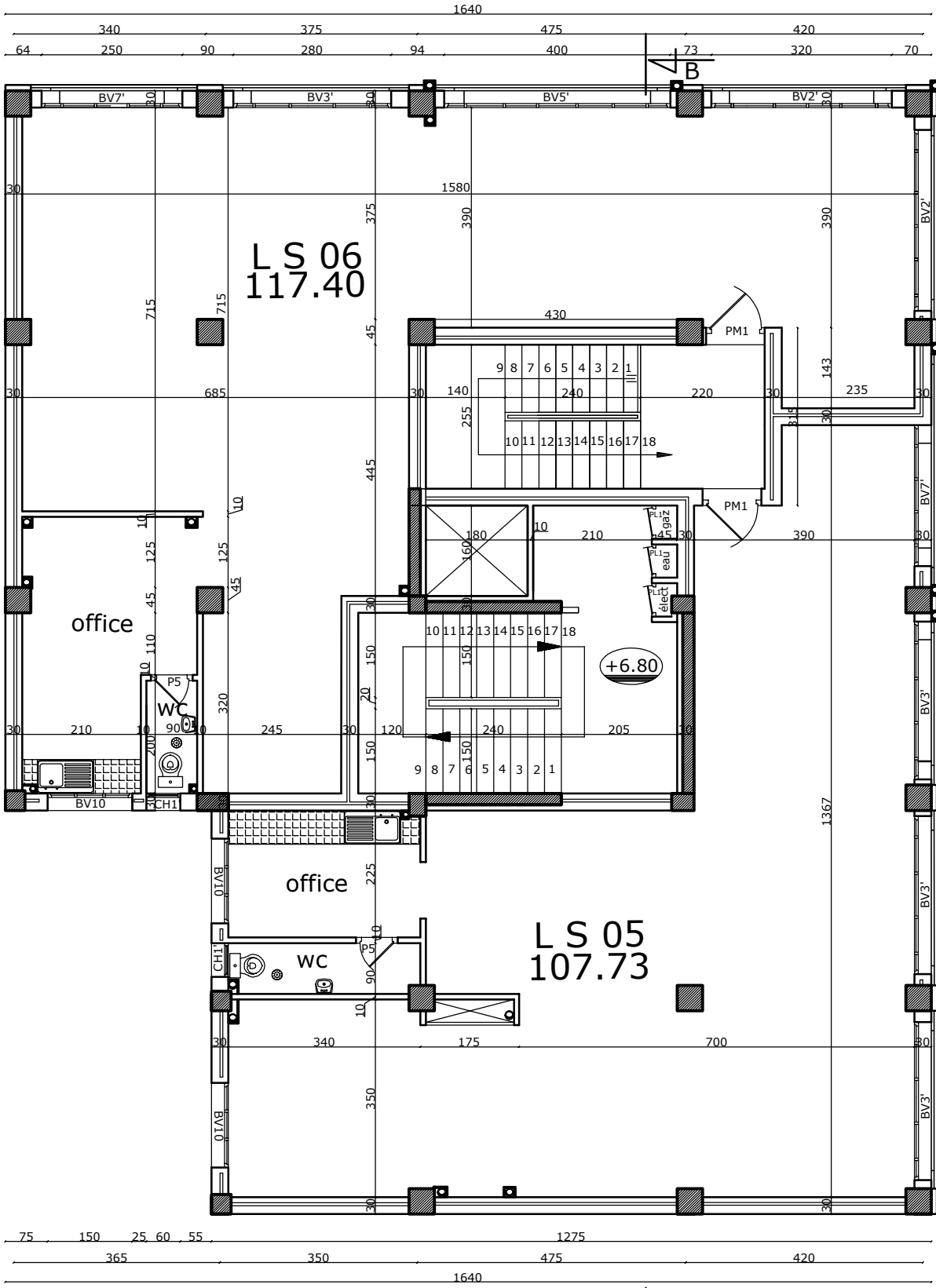
RDC niveau 1



BLOC B3



RDC niveau 2



ETAGE 1

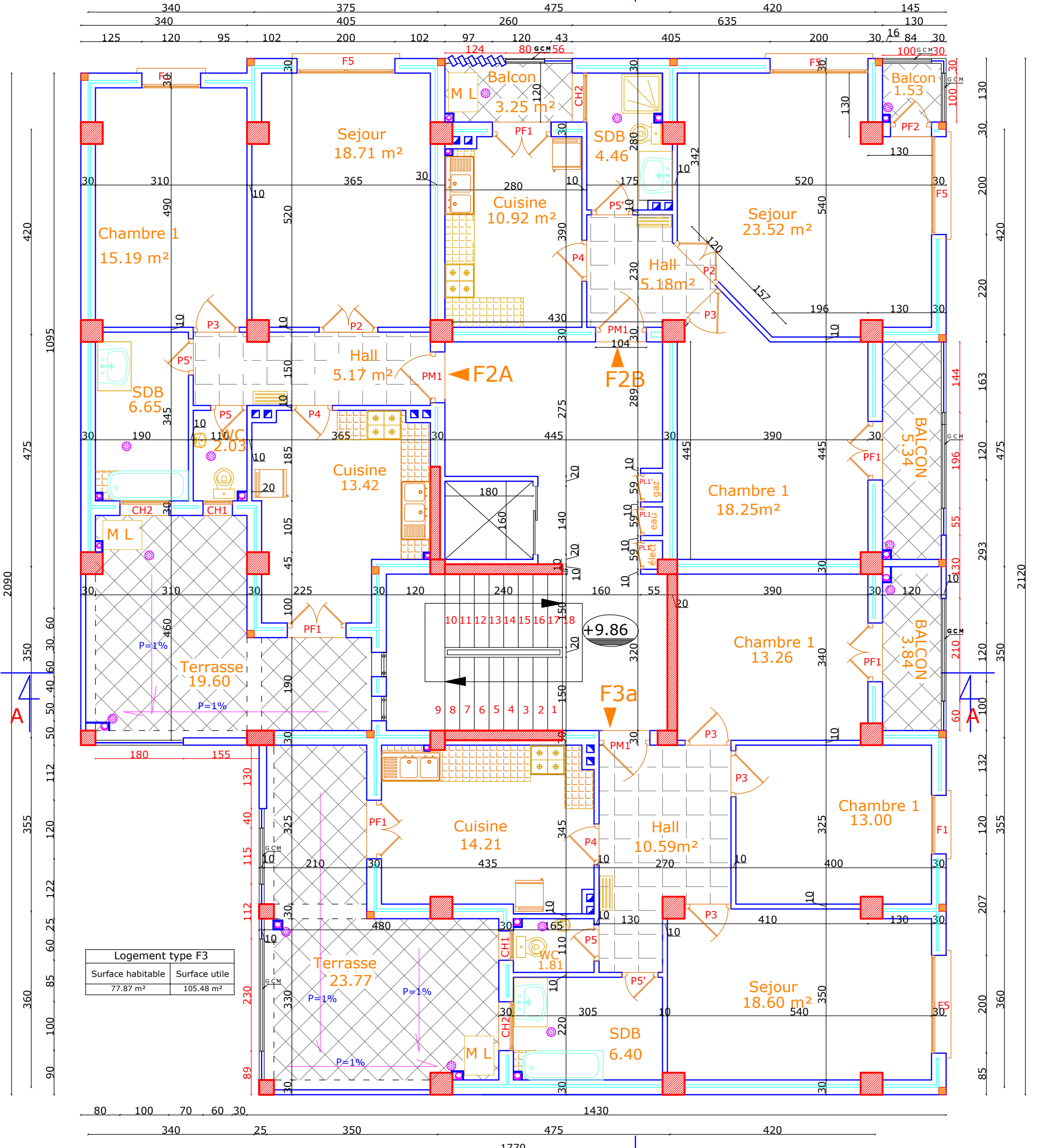
A

A

B

Logement type F2A	
Surface habitable	Surface utile
61.17 m ²	80.77 m ²

Logement type F2B	
Surface habitable	Surface utile
62.33 m ²	72.45 m ²



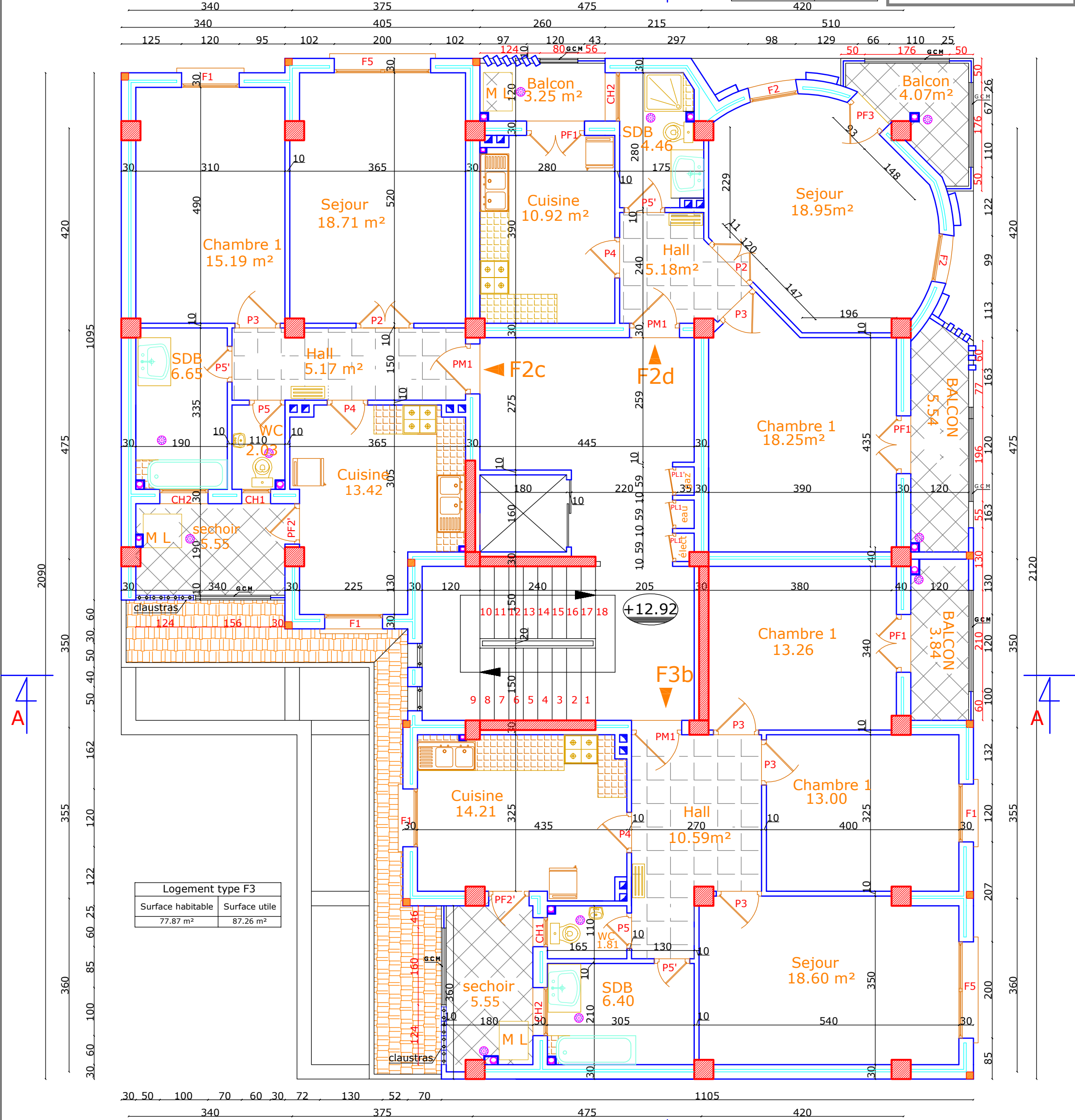
Logement type F3	
Surface habitable	Surface utile
77.87 m ²	105.48 m ²

ETAGE 2

Logement type F2A	
Surface habitable	Surface utile
61.17 m ²	66.72 m ²

Logement type F2B	
Surface habitable	Surface utile
57.76 m ²	71.62 m ²

BLOC B3

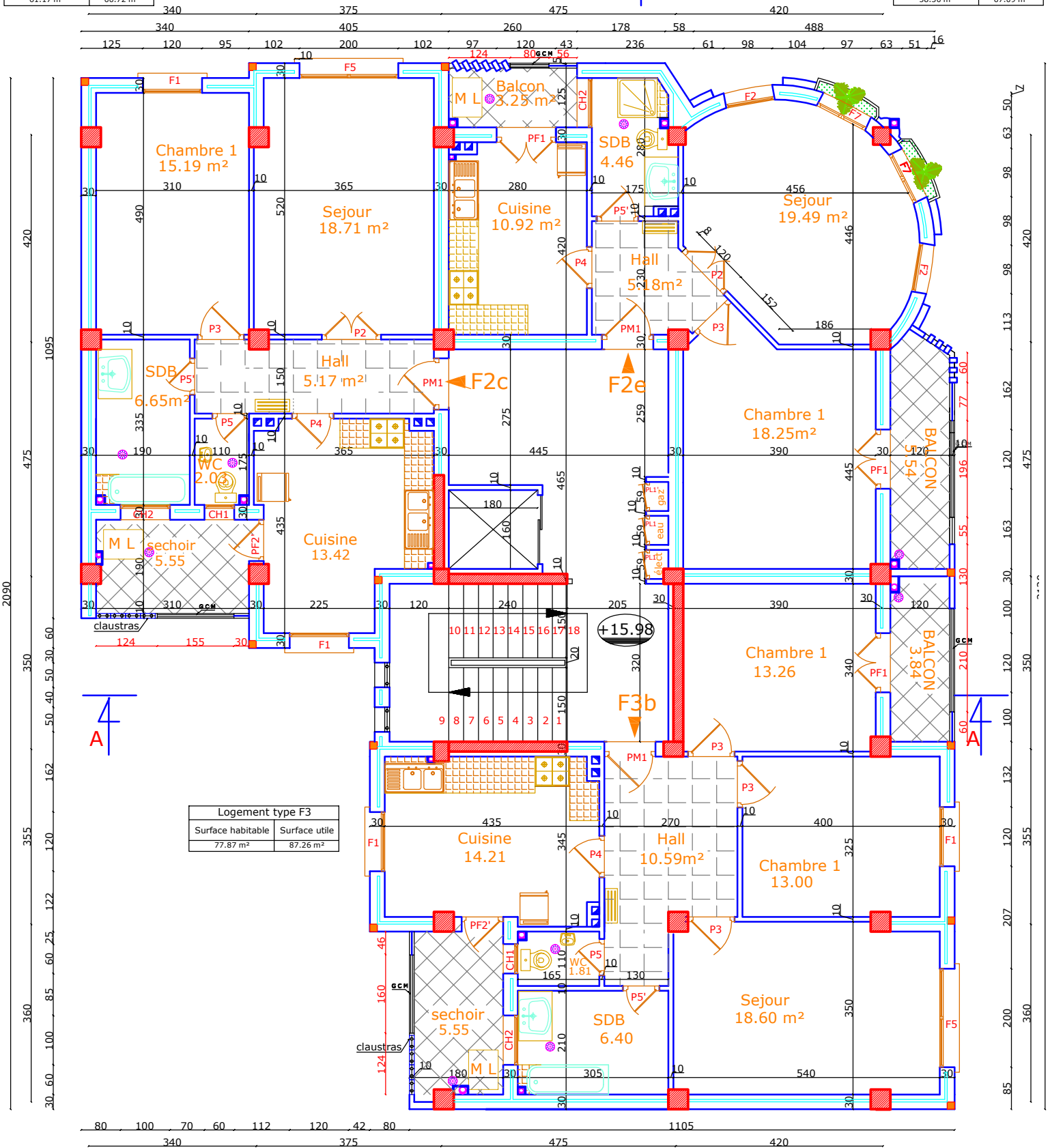


Logement type F3	
Surface habitable	Surface utile
77.87 m ²	87.26 m ²

ETAGE 3

Surface habitable	Surface utile
61.17 m ²	66.72 m ²

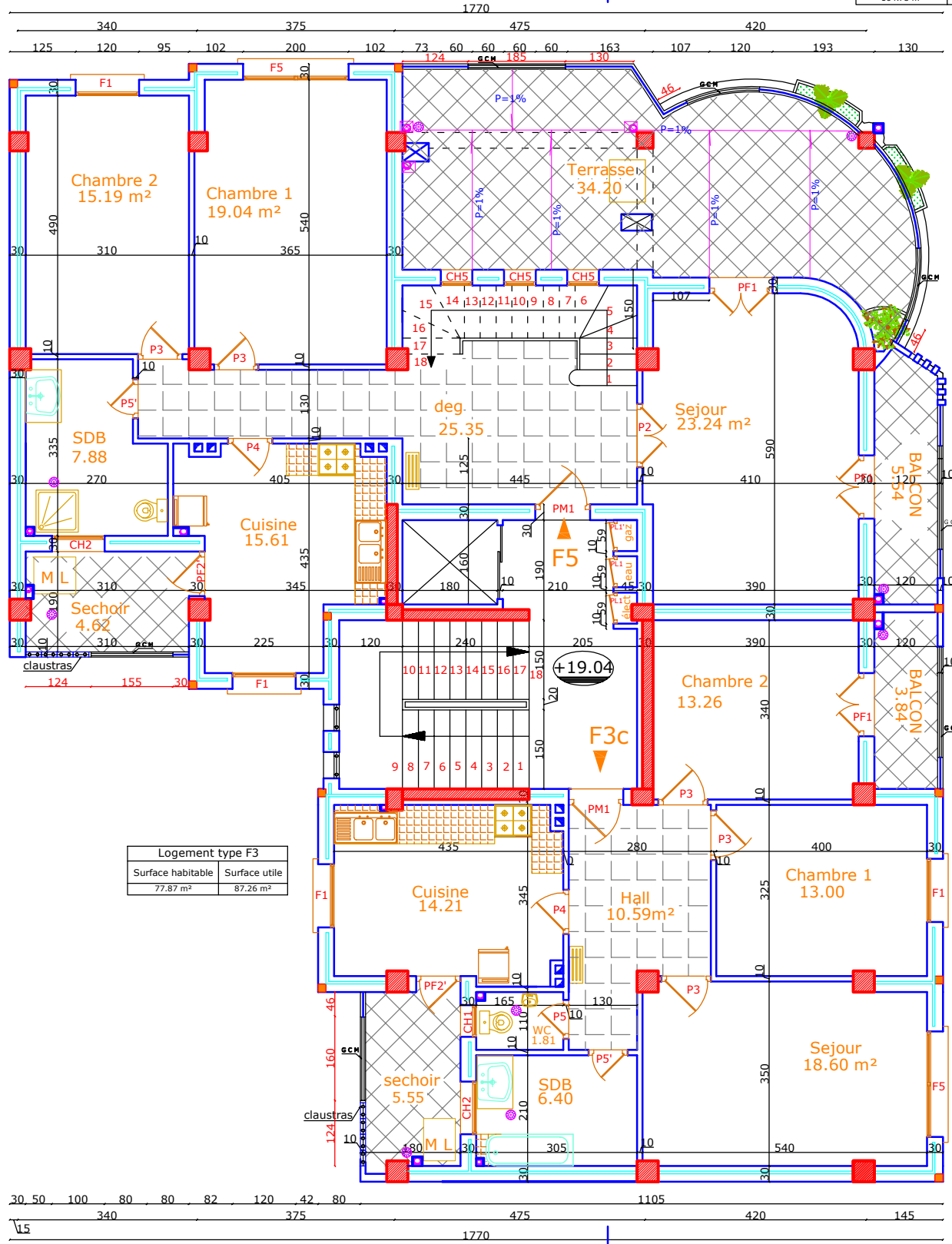
Surface habitable	Surface utile
58.30 m ²	67.09 m ²



Logement type F3	
Surface habitable	Surface utile
77.87 m ²	87.26 m ²

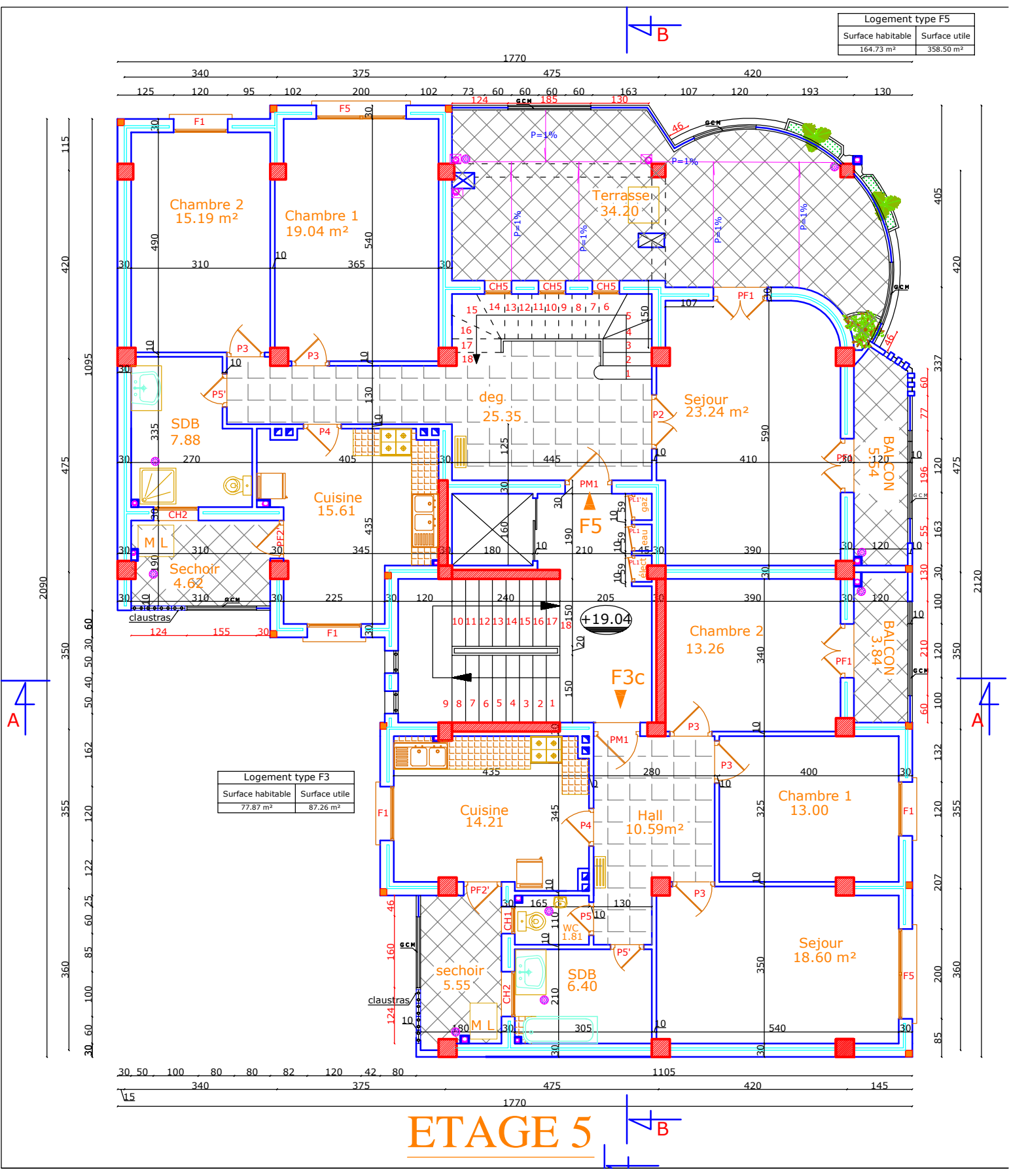
ETAGE 4

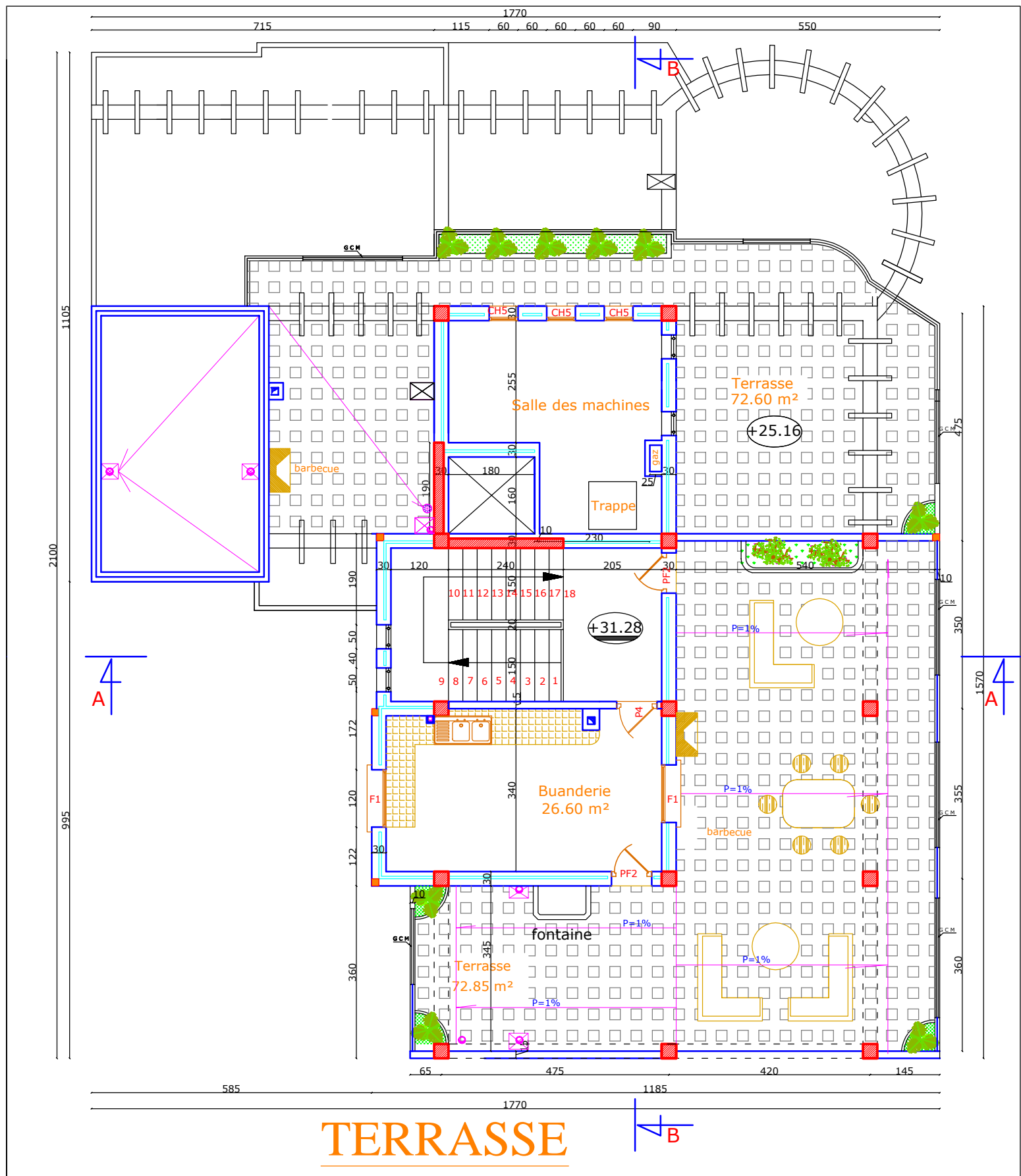
Logement type F5	
Surface habitable	Surface utile
164.73 m ²	358.50 m ²



Logement type F3	
Surface habitable	Surface utile
77.87 m ²	87.26 m ²

ETAGE 5





TERRASSE