



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (2R+10+sous-Sol) A Usage D'habitation
Et Commerciale Contreventé Par Un Système Mixte
(Voiles+portiques)**

Présenté par :

M^r LAMARI Adel
M^r DJIDI Lyes

Encadré par :

M^r HEZZAM.M

Membres de Jury:

M^r :
M^r :

Promotion 2013/2014

Remerciements

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

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M' HAZZAM notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

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

Adel & Lyes

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chers parents

Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et l'amour que je vous porte.

Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études, de longs mois de distance de votre amour de votre tendresse, de longs jours d'apprentissage

Chaque ligne de ce mémoire chaque mot et chaque lettre vous exprime la reconnaissance, le respect, l'estime et le merci d'être mes parents.

A ma très chère sœur Dalila

A mes chers frères Nassim et Fayçal

A mon cher frère Dalil et son épouse lilia.

A ma très chère aimable et future épouse Fatima.

A mon binôme Adel et sa famille

A tous mes très chers amis en particulier Adel, Massi, Faouzi, Nassim, Amine, Bilal, younes, Lounis, Yacine, Hassan, lili, Nawel, Idir, Gaya, Mamah, Koceila et a mes copains de chambre K105 Et j205 .

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

Merci infiniment.

Lyes

Dédicaces

*A la mémoire de mon ami "mehni" et mon oncle "larbi"
qui nous ont quittés et que le dieu l'accueille dans son
vaste paradis*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés
et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié
toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes
parents.*

A mes frères Nadir et Abed El Woudjooud

A mes petites sœurs Karama et Latifa

A mes très chers grands parents.

A mes tantes et leurs familles

A tous les cousins et cousines

A mon binôme Lyes et sa famille

A tous mes très chers amis en particulier Khedi et

Rabah, Amine, Yacine, Bilal, Hassan,

Lounis, Tarik, Lyes, Djafar, Riad

Et toute la promotion génie civil

ADEL

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : GENERALITE	
I.1.Introduction	02
I.2.présentation de l’ouvrage	02
I.3.Implantation de l’ouvrage	02
I.4.Caractéristiques géométriques	02
I.5.Système de contreventement	03
I.6.Les éléments structuraux et les éléments non structuraux	03
I.6.1. Les éléments structuraux	03
I.6.2. Les éléments non structuraux	04
I.7.Caractéristiques du sol	04
I.8.1.Régularité en plan	04
I.8.2. Régularité en élévation	05
I.9.Règlementations et normes utilisés	05
I.10.Les états limites	05
I.10.1.Définition	05
I.10.2. Etat limite ultime (ELU)	06
I.10.3.Etat limite de service (ELS)	06
I.11.Les actions	06
I.11.1.Les différents types d’actions	06
I.11.2.Valeurs de calcul des actions	07
I.11.3.Combinaisons de calcul	08
I.11.4.Les sollicitations	08
I.12.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées	08
I.12.1. Béton	08
I.12.2.Dosage du béton	09

I.12.3. Caractéristiques du béton	09
I.12.4. Aciers	14
I.13. Hypothèses de calcul	18
I.13.1. Hypothèses de calcul à l'ELU	18
I.13.2. Hypothèses de calcul à l'ELS	23

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction	24
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	24
II.2.1. Les planchers.....	24
II.2.1.1. Les planchers à corps creux	24
II.2.1.2. Les dalles pleines	31
II.2.2. Murs extérieur	33
II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers	35
II.2.4. Pré dimensionnement de l'acrotère	46
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	47
II.3.1. Poutres principales [P.P]	47
II.3.2. Les poutres secondaires [P.S]	48
II.3.3. Les poteaux	49
II.3.4. Les voiles	50
II.4. Descente de charges	52
II.4.1. Poteau B-3 : (poteau centrale).....	53
II.4.2. Poteau B-1 : (poteau de rive)	59
II.4.3. Poteau C-4 : (poteau de la cage d'escalier).....	65
II.5. Vérification des poteaux.....	73
II.5.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité.....	73
II.5.2. Vérification au flambement.....	73
II.6. Conclusion.....	76

Chapitre III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.1. Introduction	77
III.1.2. Etude des planchers	77
III.1.2.1. Calcul des planches à corps creux	77
III.1.2.1.1. Etude des poutrelles	77
III.1.2.1.2. La méthode forfaitaire	78
III.1.2.1.3. Méthode de Caquot	81
III.1.2.1.4. Différentes types de poutrelles	82
III.1.2.1.5. les Sollicitations maximales	102
III.1.2.1.6. Ferraillage des poutrelles	103
III.1.2.1.7. Ferraillage de la dalle de compression	119
III.1.2.1.8. Schéma de ferraillage des poutrelles	120
III.2. Etude des dalles pleines	122
III.2.1. Définition	122
III.2.2. Etude des balcons	122
III.2.2.1. Dalle pleine sur deux appuis.....	122
III.2.2.2. Dalle pleine sur trois appuis	129
III.2.2.2.1. Ferraillage	130
III.2.2.2.2. Schéma de ferraillage	131
III.3. Etude des escaliers.....	132
III.3.1. Escaliers à trois volées (à double palier de repos) au niveau du Sous-sol.....	132
III.3.1.1. Partie I (Volée I et III)	132
III.3.1.2. Partie II (Volée II).	144
III.3.2. Etude de la poutre brisée	148
III.3.3. Escaliers à deux volées au niveau des étages courant	154
III.3.4. Etude de la poutre de chaînage	160
III.3.5. Escaliers balancé au niveau du dernier étage	164
III.3.6. Etude de la poutre palière	169
III.4. Etude de l'acrotère	176
III.4.1. Définition	176

III.4.2. Hypothèse de calcul	176
III.4.3. Evaluation des charges et surcharges	176
III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	178
III.4.5. Calcul à l'ELU	179
III.4.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	182
III.5. Etude d'ascenseur	183
III.5.1. Définition.....	183
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges	183
III.5.3. Cas d'une charge répartie	183
III.5.4. Calcul du ferrailage	184
III.5.5. Vérification à l'E.L.U	184
III.5.6. Vérification à l'ELS	185
III.5.7. Cas d'une charge concentrée	186
III.5.8. Ferrailage	188
III.5.9. Vérification à l'E.L.U	189
III.5.10. Vérification à l'E.L.S.....	189
III.5.11. Schéma de ferrailage	191
 Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1. Introduction.....	192
IV.2. Méthodes de calcul.....	192
IV.3. Analyse sismique de la structure	193
IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure	193
IV.3.2. Calcul de la force sismique totale	195
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique	199
IV.4. Disposition des voiles	200
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	201
IV.5.1. Nombre de modes à considérer.....	201
IV.5.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	204
IV.5.3. Justification de l'interaction « voiles-portique »	206

IV.5.4.	Vérification de la résultante des forces sismique	207
IV.5.5.	Vérification de l'effort normal réduit	208
IV.5.6.	Vérification vis-à-vis des déplacements	208
IV.5.7.	Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ	209
IV.6.	Conclusion	211
 Chapitre V : Etude des éléments structuraux		
V.1.	Introduction	212
V.2.	Etude des poteaux	212
V.2.1.	Définition	212
V.2.2.	Recommandation du RPA 99/Version 2003	213
V.2.3.	Sollicitations dans les poteaux	216
V.2.4.	Ferraillage des poteaux	217
V.2.4.1.	Armatures longitudinales	219
V.2.4.2.	Calcul des armatures transversales	219
V.2.4.3.	Résultats de ferraillage des armatures transversales	221
V.2.4.4.	Vérifications	222
V.2.4.5.	Disposition constructive des poteaux	225
V.2.4.6.	Le schéma de ferraillage des poteaux.....	227
V.3.	Etude des poutres	229
V.3.1.	Les recommandations du RPA99/version2003	229
V.3.1.1.	Les armatures longitudinales	229
V.3.1.2.	Les armatures transversales	230
V.3.1.3.	Les armatures longitudinales min et max données par le RPA.....	231
V.3.2.	Ferraillage des poutres	232
V.3.3.	Vérification des zones nodales	241
V.3.3.1.	Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres	242
V.3.3.2.	Vérification	243
V.3.4.	Schéma de ferraillage des poutres	245
V.4.	Etude des voiles.....	246

V.4.1. Les recommandations du RPA99/version2003	246
V.4.2. Disposition des voiles	248
V.4.3. Sollicitation dans les voiles	248
V.4.4. Ferrailage des voiles	252
V.4.5. Exemple de calcul	253
V.4.6. Recommandation du RPA	255
V.4.7. Vérification au cisaillement	255
V.4.8. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile	261
V.5. Conclusion.....	262

Chapitre IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	263
VI.2. Choix du type des fondations	263
VI.3. Vérification des semelles filantes	264
VI.4. Radier général	265
VI. 4.1. Pré dimensionnement	265
VI.4.2. Les vérifications nécessaires	266
VI.4.3. Ferrailage du radier	268
VI.5. Etudes des nervures	270
VI.6. Etude du mur adossé	277
VI. 6.1. Caractéristiques géotechniques du sol	277
VI.6.2. Méthode de calcul	277
VI.6.3. Ferrailage	278
VI.6.4. Schéma de ferrailage du mur adossé	281
VI.7. Conclusion	281
CONCLUSION GENERAL	282

BIBLIOGRAFIE

ANNEXES

LES PLANS

Chapitre I

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}	11
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	12
Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	12
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	16
Figure I.6 : Règle des trois pivots.....	19

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	25
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	25
Figure II.3.a : Disposition des poutrelles du RDC et Sous-sol.....	27
Figure II.3.b : Disposition des poutrelles d'étage courant.....	28
Figure II.4 : Plancher terrasse inaccessible.....	29
Figure II.5 : Plancher étage courant.....	30
Figure II.6 : Dalle sur 3 appuis.....	31
Figure II.7 : Dalle sur 2 appuis.....	32
Figure II.8 : Coupe transversale sur un plancher à dalle plein.....	32
Figure II.9 : Murs extérieurs.....	33
Figure II.10 : Murs intérieurs.....	33
Figure II.11 : les différents éléments constituant un escalier.....	35
Figure II.12 : Schéma terminologie d'escalier.....	36
Figure II.13 : vue en plan de l'escalier.....	36
Figure II.14 : Schéma statique de la volée I et II de l'escalier à deux volée.....	37
Figure II.15.a : vue en plan de l'escalier.....	38
Figure II.15.b : vue en plan de l'escalier.....	38
Figure II.16.a : Schéma statique de la volée I et III de l'escalier à trois volées.....	39
Figure II.16.b : Schéma statique de la volée II de l'escalier à trois volées.....	39

Liste des figures

Figure II.17.a: Schéma statique de la volée I et III de l'escalier à trois volées	40
Figure II.17.b: Schéma statique de la volée II de l'escalier à trois volées	41
Figure II.18.a: Schéma statique de la volée I de l'escalier à deux volées	42
Figure II.18.b: Schéma statique de la volée II de l'escalier à deux volées	42
Figure II.19 : vue en plan de l'escalier balancée	43
Figure II.20 : Coupe de l'acrotère	46
Figure II.21: <i>Coupe longitudinale d'un poteau.</i>	49
Figure II.22 : Vue en plan d'un voile	50
Figure II.23 : Décence de charge	52
Figure II.24.a : Surface revenant au Poteau central B-3(étage courant)	53
Figure II.24.b : Surface revenant au Poteau central B-3(RDC 1et2 et sous-sol)	54
Figure II.24.c : Surface revenant au Poteau central B-3(terrasse)	54
Figure II.25.a : Surface revenant au <i>Poteau de rive</i> B-1(étage courant)	59
Figure II.25.b : Surface revenant au <i>Poteau de rive</i> B-1(RDC 2)	59
Figure II.25.c : Surface revenant au <i>Poteau de rive</i> B-1(sous-sol et RDC1)	60
Figure II.26.a : Surface revenant au poteau de la cage d'escalier C-4 (Terrasse).....	65
Figure II.26.b : Surface revenant au poteau de la cage d'escalier C-4 (10 ^e étage).....	65
Figure II.26.c : Surface revenant au poteau de la cage d'escalier C-4 (étage courant).....	66
Figure II.26.d : Surface revenant au poteau de la cage d'escalier C-4 (RDC et sous-sol) ...	66
Chapitre III	
Figure III.1: Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à deux travées	79
Figure III.2: Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées ..	79
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	80
Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	80
Figure III.5: Schéma statique de la poutrelle	81
Figure III.6: Schéma statique de la poutrelle type 4	84

Liste des figures

Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle type 3	88
Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle type 1	89
Figure III.9: Schéma statique de la poutrelle type 2	97
Figure III.10: Schéma statique de la poutrelle type 5	98
Figure III.11: Schéma statique de la poutrelle type 6	99
Figure III.12: Schéma statique de la poutrelle type 7	100
Figure III.13: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	120
Figure III.14: Schéma d'une dalle sur deux appuis	122
Figure III.15: Schéma de la dalle pleine a ferrailé	123
Figure III.16: Schéma d'une dalle sur 3 appuis	129
Figure III.17: Schéma statique de la dalle	129
Figure III.18: Schéma de ferrailage de la dalle pleine	131
Figure III.19: Schéma statique de la volée I et III	133
Figure III.20: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	135
Figure III.21: Schéma de Ferrailage de la volée I et III	143
Figure III.22: Schéma statique de la volée II	144
Figure III.23: Schéma de la section à ferrailé	145
Figure III.24 Schéma de Ferrailage de la volée II	148
Figure III.25.a: Schéma statique du la poutre brisée	148
Figure III.25.b: Schéma statique du la poutre brisée	149
Figure III.26: Section considérée dans le calcul de torsion	151
Figure III.27: Ferrailage de la Poutre brisée	153
Figure III.28: Schéma statique de la volée I et II	154
Figure III.29: Schéma statique de la volée I et II	154
Figure III.30: Schéma de la section à ferrailé	155
Figure III.31: schéma de ferrailage des deux volées	159
Figure III.32: Schéma statique de la poutre de chaînage	160
Figure III.33: Coupe transversal	160

Figure III.34: Schéma de ferrailage de la poutre de chinage	164
Figure III.35 : Schéma statique de la volée	164
Figure III.36: Schéma de la Section à ferrailer	165
Figure III.37: Schéma de ferrailage des volées de l'escalier balancer	168
Figure III.38: Ferrailage de la Poutre brisée.....	168
Figure III.39: Schéma statique de la poutre palière	169
Figure III.40: Coupe transversal	169
Figure III.41: <i>Section creuse équivalente</i>	172
Figure III.42: Ferrailage de la Poutre palière.....	175
Figure III.43: Acrotère	176
Figure III.44: Les Sollicitations sur l'acrotère	177
Figure III.45: Section à ferrailer.....	179
Figure III.46: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	182
Figure III.47: <i>.Cage de l'ascenseur</i>	183
Figure III.48: Schéma représentant la surface d'impacte.....	186
Figure III.49: Schéma de ferrailage de la dalle	191
Chapitre IV	
Figure IV.1: Spectre de réponse	200
Figure IV.2: Disposition des voiles	200
Figure IV.3: Vue en 3D du modèle de la structure.....	201
Figure IV.4: Vue en plan du 1 ^{er} mode vibration	202
Figure IV.5: Vue en plan de 2 ^{ème} mode vibration	203
Figure IV.6: Vue en plan du 3 ^{ème} mode de vibration	204
Chapitre V	
Figure V.1: Zone nodale	213
Figure V.2: Section d'un poteau.....	224
Figure V.3: Disposition des armatures des poteaux	226
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux	228

Figure V.5: 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	230
Figure V.6: Dispositions constructives des portiques	231
Figure V.7: Différents moments dans la zone nodale.....	241
Figure V.8 <i>Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du sous-sol et RDC (1et2)</i>	245
Figure V.9 <i>Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires des étages courant</i>	245
Figure V.10 <i>Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de la Terrasse</i>	245
Figure V.11: Disposition des armatures dans les voiles.....	247
Figure V.12: Schéma de répartition des voiles	248
Figure V.13: Schéma d'un voile pleine.....	252
Figure V.14: Schéma de ferrailage d'un voile	261
Chapitre VI	
Figure VI.1: Vue en plan d'une semelle isolée	263
Figure VI.2: Coupe c-c'	263
Figure VI.3: Schéma d'une semelle filante	264
Figure VI.4: dimension du radier	265
Figure VI.5: Panneau de dalle	268
Figure VI.6: Schéma de ferrailage du radier	270
Figure VI.7: Schéma de distribution des charges sur les nervures	270
Figure VI.8: Charges transmises aux nervures sens x-x	271
Figure VI.9: Charges transmises aux nervures sens y-y	271
Figure VI.10: Section à ferrailer	273
Figure VI.11: Schéma de ferrailage de la nervure.....	276
Figure VI.12: Schéma du mur adossé.....	277
Figure VI.13: Diagramme des contraintes	278
Figure VI.14: Schéma de ferrailage du mur adossé	281

Chapitre I

Tableau I.1:Caractéristiques mécaniques des aciers..... 15

Tableau I.2 :L'enrobage des armatures..... 18

Chapitre II

Tableau II.1: évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible..... 29

Tableau II.2: évaluation des charges des planchers étages courants 30

Tableau II.3: évaluation des charges des dalles pleines..... 32

Tableau II.4: évaluation des charges des murs extérieures 34

Tableau II.5: évaluation des charges des murs intérieurs 34

Tableau II.6: évaluation des charges sur le palier 44

Tableau II.7: évaluation des charges sur la volée 45

Tableau II.8: charge permanente revenant à l'acrotère 47

Tableau II.9: Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (pot B-3) 56

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (pot B-1) 61

Tableau II.11: Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (pot C-4) 69

Tableau II.12: résultat de vérification a la compression simple 73

Tableau II.13: résultat de vérification au flambement 75

Chapitre III

Tableau III.1:Les différents types de poutrelles..... 82

Tableau III.1: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles..... 83

Tableau III.3: Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant, RDC(2) (type 4) .. 87

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant, RDC(2) (type 4) ... 87

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 4) 88

Tableau III.6:Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 4) 88

Tableau III.7:Sollicitations à l'ELU des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 3) 89

Tableau III.8: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 3)..... 89

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 1)..... 96

Tableau III.10: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 1)..... 96

Liste des tableaux

Tableau III.11: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 2). ...	97
Tableau III.12: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type2) ...	98
Tableau III.13: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type 5). ...	99
Tableau III.14: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC(1) et sous-sol (type5) ..	99
Tableau III.15: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type 6).	100
Tableau III.16: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 6)	100
Tableau III.17: Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant, RDC(2) (type7). ...	101
Tableau III.18: Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant, RDC(2) (type7) ...	101
Tableau III.19: Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau	102
Tableau III.20: Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	103
Tableau III.21: Calcul des armatures principales.....	107
Tableau III.22: Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU	110
Tableau III.23: Vérification des contraintes à l'E.L.S	113
Tableau III.24: Vérification des états limite de déformation	117
Tableau III.25: Schéma de ferrailage des poutrelles.....	120
Tableau III.26: Ferrailage de la dalle plein	123
Tableau III.27: moment d'inertie (I) et position de l'axe neutre (Y).....	125
Tableau III.28: vérifications des contraintes dans le béton	125
Tableau III.29: vérifications des contraintes dans L'acier	126
Tableau III.30 : Ferrailage adopté.....	130
Tableau III.31 : Calcul des charges de l'escalier	133
Tableau III.32 : Calcul des armatures principales.....	136
Tableau III.33 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	138
Tableau III.34 : Vérification de la flèche à l'E.L.S.....	142
Tableau III.35 : Calcul des charges de l'escalier	144
Tableau III.36 : ferrailage d'escalier	145
Tableau III. 37 : Vérification des contraintes à l'ELS	147

Liste des tableaux

Tableau III.38 : ferrailage d'escalier	150
Tableau III.39 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion	152
Tableau III.40 : Section d'armature en travée et aux appuis	152
Tableau III.41 : Vérification des contraintes en travée.....	152
Tableau III.42 : Vérification des contraintes aux appuis	153
Tableau III.43 : Calcul des charges de l'escalier	154
Tableau III.44 : ferrailage d'escalier	155
Tableau III.45 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	158
Tableau III.46 : Calcul des armatures principales	161
Tableau III.47 : Vérification des contraintes de compression dans le béton	163
Tableau III.48 : Calcul des charges de l'escalier.....	164
Tableau III.49 : ferrailage d'escalier.....	165
Tableau III.50 : Vérification des contraintes à l'ELS	167
Tableau III.51 : Les sollicitations de la poutre palière	170
Tableau III.52 : Calcul des armatures principales.....	171
Tableau III.53 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	174
Tableau III.54 : Combinaison d'action de l'acrotère	178
Tableau III. 55 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	184
Tableau III.56 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	185
Tableau III.57 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	188
Chapitre IV	
Tableau IV.1: Les valeurs du coefficient C_T	194
Tableau IV.2: Valeurs des pénalités P_q	196
Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de pondération β	198
Tableau IV.4: Période de vibration et taux de participation massique	205
Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticales	206
Tableau IV.6: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	207
Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	207

Liste des tableaux

Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit	208
Tableau IV.9: Vérification des déplacements de la structure.....	209
Tableau IV.10: Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$	210
Chapitre V	
Tableau V.1: Armatures longitudinales min et max dans les poteaux exigés par le RPA	214
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux	216
Tableau V.3: Armatures longitudinales des poteaux.....	219
Tableau V.4: Armatures transversales des poteaux	221
Tableau V.5: Vérification du flambement des poteaux.....	223
Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton.....	224
Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles.....	225
Tableau V.8: Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	231
Tableau V. 9: Sollicitation des poutres principale et secondaire.....	232
Tableau V.10: Armatures longitudinales des poutres.....	233
Tableau V.11: Vérification de l'effort tranchant.....	236
Tableau V.12: Vérification des armatures longitudinales aux cisaillements	237
Tableau V.13: Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	238
Tableau V.14: Moment résistant dans les poteaux	242
Tableau V.15: Moment résistant dans les poutres	243
Tableau V.16: Vérification de la zone nodale	243
Tableau V.17: Sollicitations dans le voile Vy1.	248
Tableau V.18: Sollicitations dans le voile Vy2.	249
Tableau V.19: Sollicitations dans le voile Vy3.	249
Tableau V.20: Sollicitations dans le voile Vy4.	249
Tableau V.21: Sollicitations dans le voile Vy5.	249
Tableau V.22: Sollicitations dans le voile Vy6.	250
Tableau V.23: Sollicitations dans le voile Vx1.	250
Tableau V.24: Sollicitations dans le voile Vx2.	250

Tableau V.25: Sollicitations dans le voile V_{x3} .	251
Tableau V.26: Sollicitations dans le voile V_{x4} .	251
Tableau V.27: Sollicitations dans le voile V_{x5} .	251
Tableau V.28: Sollicitations dans le voile V_{x6} .	251
Tableau V.29 : Ferrailage des voiles V_{y1} .	256
Tableau V.30 : Ferrailage des voiles V_{y2} .	256
Tableau V.31 : Ferrailage des voiles V_{y3} .	257
Tableau V.32 : Ferrailage des voiles V_{y4} .	257
Tableau V.33 : Ferrailage des voiles V_{y5} .	258
Tableau V.34 : Ferrailage des voiles V_{y6} .	258
Tableau V.35 : Ferrailage des voiles V_{x1} .	259
Tableau V.36 : Ferrailage des voiles V_{x2} .	259
Tableau V.37 : Ferrailage des voiles V_{x3} .	260
Tableau V.38 : Ferrailage des voiles V_{x6} .	260
Tableau V.39 : Ferrailage des voiles V_{x4} .	260
Tableau V.40 : Ferrailage des voiles V_{x5} .	261
Chapitre VI	
Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailages.....	268
Tableau VI.2: Récapitulation des moments dans le sens x-x.....	272
Tableau VI.3: Récapitulation des moments dans le sens y-y.....	273
Tableau VI.4: Ferrailage de la nervure	273
Tableau VI.5: Vérification de l'effort tranchant	274
Tableau VI.6: Les sollicitations maximales à l'ELS.....	274
Tableau VI.7: Résumé des résultats (vérification des contraintes)	275
Tableau VI.8: Section des armatures du mur adossé.....	279
Tableau VI.9: Vérification des contraintes dans le voile adossé	280

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_c, E_a : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



INTRODUCTION
GENERALE

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son 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.

Dans ce travail nous étudions un bâtiment (2 RDC+10étages+sous sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux
- Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.



CHAPITRE I:

GENERALITES

I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans leurs études pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en (R+10 étages + un Sous Sol), tel que le RDC est divisé en deux niveaux.

Cet ouvrage est à usage multiple :

- ✓ Les étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Le RDC à usage commercial.
- ✓ Le sous-sol comme parking.

Notre projet entre dans le cadre de la réalisation de 332 logements (Bloc- E), Résidence « Numidia », qui est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 /article 3-2 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

I.3. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est situé à **Bejaia** (Rue MAHFOUDI Fateh) qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (**IIa**), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Notre ouvrage présente de caractéristiques géométriques suivantes :

- ✓ La hauteur totale**39.27 m**

Le bâtiment comprend un RDC et un sous-sol dont :

- ✓ La largeur **19.10 m**
- ✓ La longueur **25.30 m**
- ✓ La hauteur du sous- sol **3.74 m**
- ✓ La hauteur du rez-de-chaussée :

On a deux hauteurs :

- ✓ Hauteur 1(RDC2)..... **4.25 m**
- ✓ Hauteur 2(RDC1)..... **4.42 m**

Pour les étages courants on a :

- ✓ La largeur..... **15.50 m**
- ✓ La longueur.....**19.10 m**
- ✓ La hauteur..... **3.06 m**

I.5. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone **IIa**, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles 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.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. LES ELEMENTS STRUCTURAUX ET LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

I.6.1. LES ELEMENTS STRUCTURAUX

On distingue :

- ✓ les Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur ...)
- ✓ les Eléments secondaires : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux, murs....)
- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et assurent l'isolation thermique et phonique.
- **Les poutres** : sont des éléments qui assurent la transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées.
Dans cette fonction, elle est soumise à la flexion simple plane (moment de flexion et effort tranchant).
- **Les poteaux** : sont des éléments qui assurent la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Ils sont destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, ils sont sollicités à la flexion composée bi axiale (effort normale, effort tranchant et deux moments fléchissant) à la base de la structure.

- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 - ✓ Limitation des tassements différentiels en cas d'utilisation de radier générale.
 - ✓ Limitation des tassements.

I.6.2. LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Elle comporte tout les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement tel que : les cloisons, acrotères, les murs en maçonnerie

- **Les escaliers** : ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **La maçonnerie** :
 - les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé (consol), contournant le bâtiment, 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. Elle est calculée en flexion composé

I.7. CARACTERISTIQUES DU Sol.

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol de caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bar}$

I. 8. 1 Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan.

Dans notre projet, on remarque que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

I. 8. 2 Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, tous les conditions ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé irrégulier en plan et en élévation.

I.9. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISEES

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

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

I.10. LES ETATS LIMITES

I.10.1. Définition :

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

I.10.2. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.10.3. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- ❖ Etat limite de déformation : flèche maximale.
- ❖ Etat limite de compression du béton.

I.11. LES ACTIONS : Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou bien comme une déformation imposée à la structure (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc...)

I.11.1. Les différents types d'actions**➤ Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- ◇ Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

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

Les charges d'exploitations.

- ◇ Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes (E).
- ◇ Les explosions
- ◇ Les feux.

I.11.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire :** (CBA93 article A.3.3.2.1)

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

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :** (CBA93 article A.3.3.2.2)

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S : (CBA93 article A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.11.3. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

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

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G + Q + E. \\ G + Q + 1.2E. \text{ pour les structures auto-stable RPA99 (article 5.2)} \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.11.4 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée

I.12. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX UTILISEES**I.12.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

▪ Ces principaux constituants sont :

▪ **Le ciment**

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

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 : article B.1.1).

▪ Les granulats

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

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

▪ Les adjuvants

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

I.12.2 : Dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³ de ciment, sa composition courante est comme suite :

- Ciment : 350kg de CPA325.
 - Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
 - Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.12.3. Caractéristiques du béton**➤ Résistance mécanique à la compression (f_{cj})**

Dans les cas courants, au point de vue mécanique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

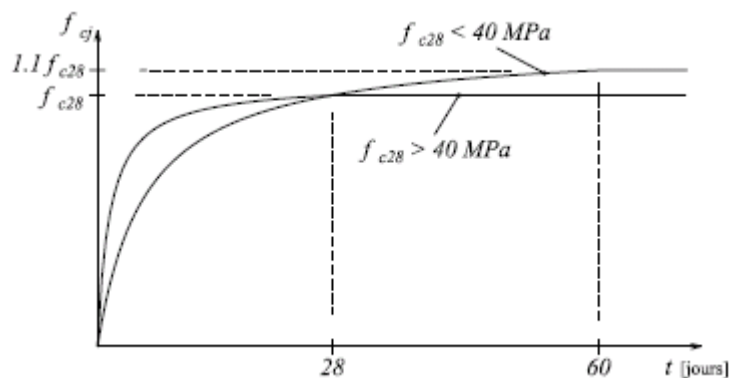


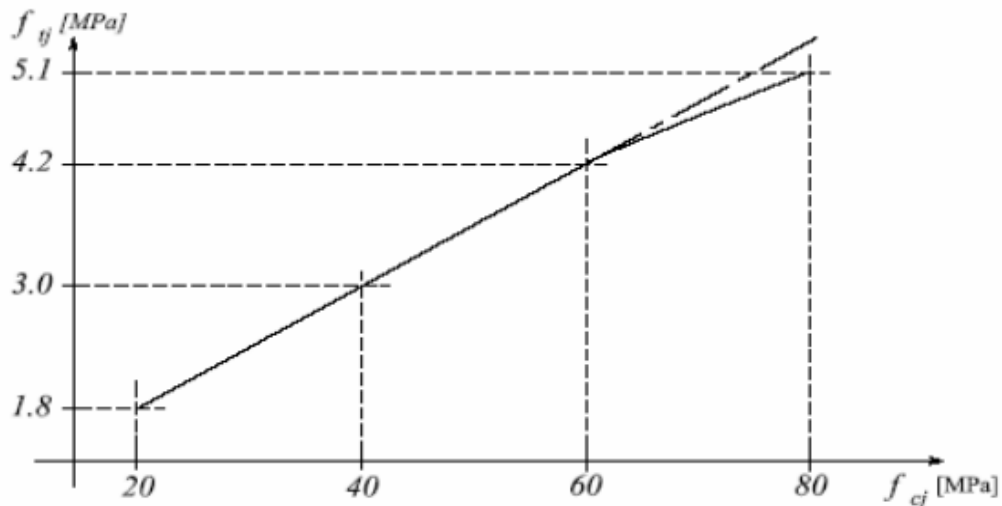
Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.
- Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ Résistance à la traction (f_{tj})

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$



**Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}
En fonction de celle à la compression f_{cj}**

Pour notre cas $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Valeurs de calcul à la compression.**

• **Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article : A.4.3.4.1})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes- déformations**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

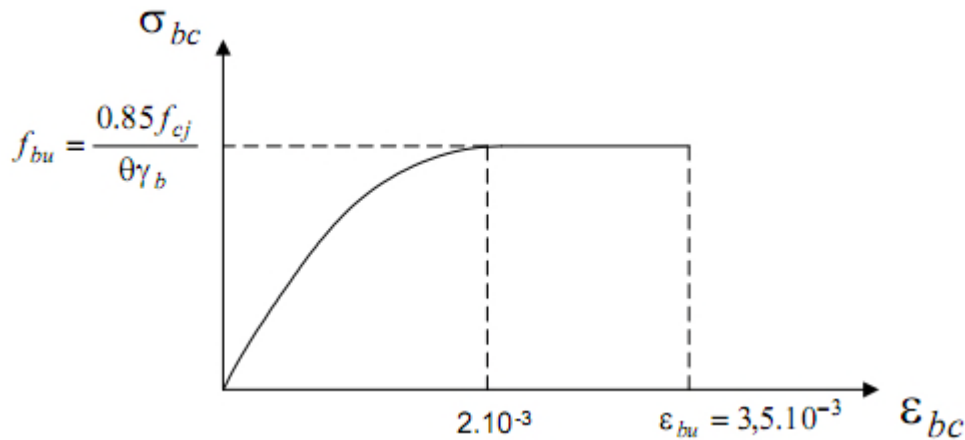


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Contrainte limite à l'ELS

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

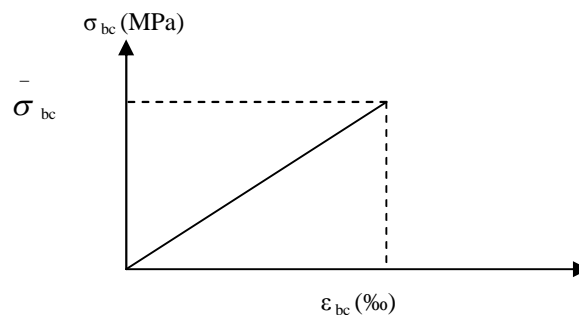


Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton

Le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire. La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25MPa$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

• À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20MPa \\ E_{v28} = 10818.86MPa \end{cases}$$

➤ Coefficient de Poisson (CBA93 article A.2.1.3)

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension

devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation transversale du béton** (CBA93 article A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

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

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)** (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = 3.33\text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50\text{Mpa} & \text{fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.12.4. Aciers

Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

- ✓ **Le rôle** des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

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

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5% .

➤ **Nuances d'aciers utilisés**

- **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.

- **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.
- TL 50 ($\Phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.
- TL 52 ($\Phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$

➤ **Contraintes de calcul aux états limites**

▪ **Etat Limite Ultime**

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

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$

• **Diagramme des contraintes – déformations (acier)** (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

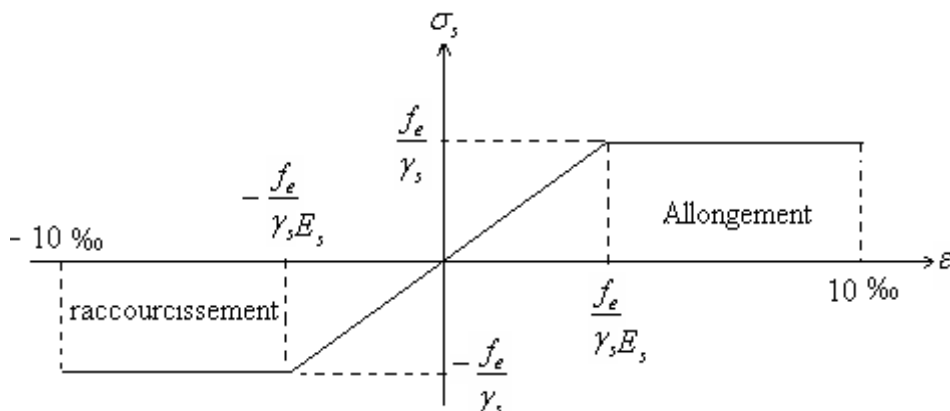


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

▪ Etat Limite de Service

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

1) Fissuration peu nuisible

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

2) Fissuration préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

η : coefficient de fissuration tel que : $\left. \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour l'acier HA} \end{array} \right\}$

3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

➤ Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Tableau I.2. L'enrobage des armatures.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1): enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

I.13. HYPOTHESES DE CALCUL

(CBA93 article A.4.3.2)

I.13.1. Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \rightarrow \text{En flexion simple.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{En compression simple.}$$

- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.1).

➤ Règle des trois pivots

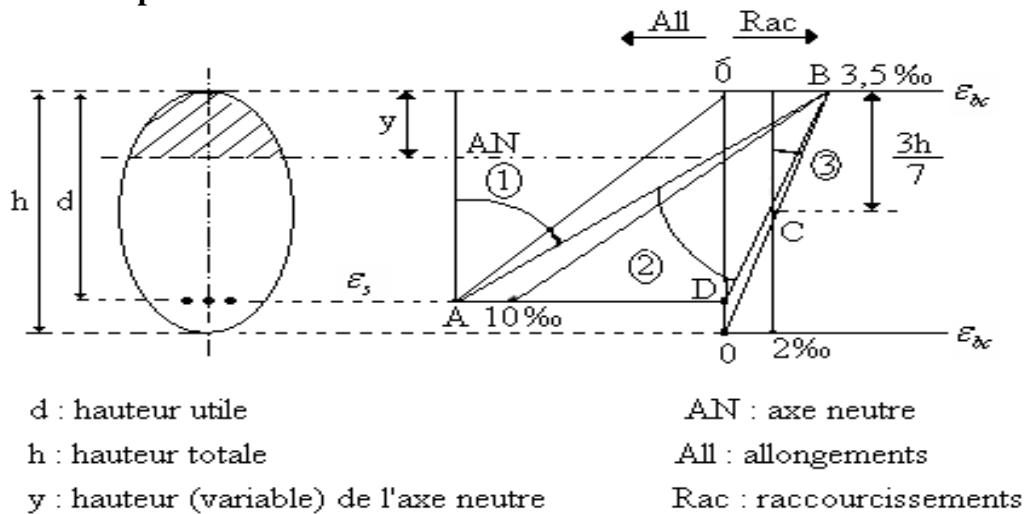


Figure I.6. Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

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

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

ϵ_s La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

As : armatures longitudinales dans la zone comprimée.

A' : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

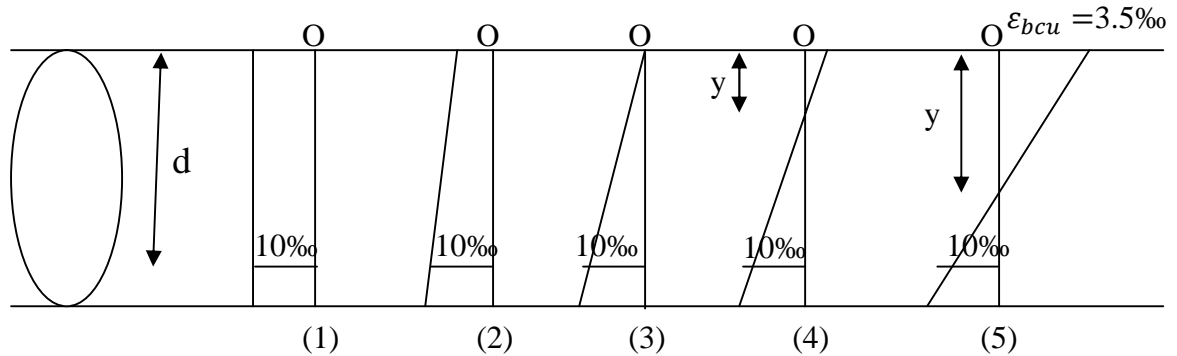
Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicité aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple)

Quelque soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points A, B ou C appelé pivot.

On distingue trois domaines :

• **Dans le domaine 1** : pivot A, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot A, et peut prendre l'une des positions suivantes :



Schéma(1) : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

Schéma(2) : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

Schéma(3) : comme le Schéma(2)

Schéma(4) : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec $\epsilon_{bc} < \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

Cas particulier :

$\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ Les triangles semblables donnent :

$$\frac{y}{d - y} = \frac{2/1000}{10/1000} \Rightarrow y = 0.167d$$

Si on pose $y = \alpha \cdot d$ on obtient $\alpha = 0.167$

Schéma(5) : comme le schéma (4) avec : $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

La position limite AB correspond à axe neutre comme suite :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{3.5}{10} \Rightarrow y = 0.259d$$

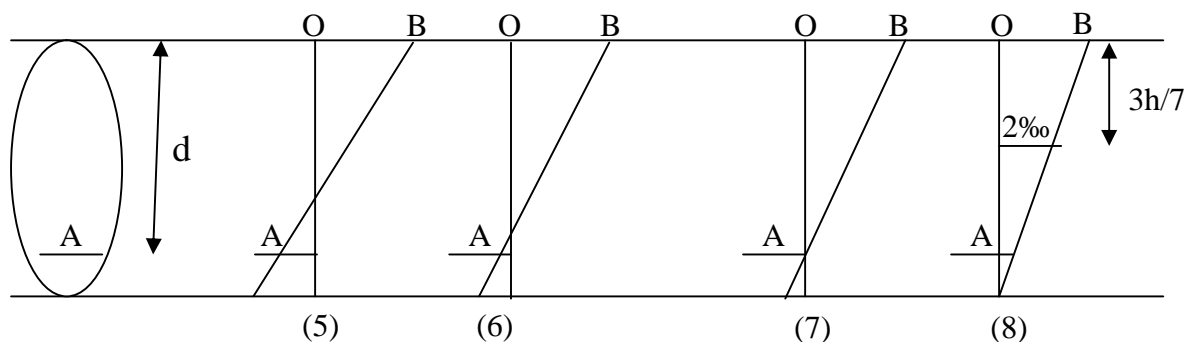
$$y_{AB} = \alpha_{AB} \times d = 0.259d \Rightarrow \alpha_{AB} = 0.259$$

Remarque : Le diagramme des déformations passe par le pivot A dans le cas de la flexion simple ou composée si : $\alpha_{AB} \leq 0.259$

On ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de ϵ_{bc} plus que sa valeur maximale qui est 3.5 ‰, on doit donc diminuer σ_s (donc diminuer ϵ_s)

Le diagramme des contraintes pivot autour de B jusqu'à ce que ϵ_s atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

• **Dans le domaine 2 :** Pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot B est peut prendre l'une des positions suivantes



Schéma(6) : correspond à la flexion simple ou composée avec $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$ et $\epsilon_s < 10\text{‰}$

Schéma(7) : comme le schéma (6) avec : $\epsilon_s = 0$ ($y=d \rightarrow \alpha=1$)

Schéma(8) : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimé atteint 3.5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

Remarque : la flexion simple ou composée avec un ferrailage tendue $0.259 < \varepsilon < 1$ caractérisée le pivot B, si on fait pivoter la droite de B, la petite zone située au dessous du ferrailage devient tendue (contrainte égale à zéro et le ferrailage devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée) Le pivot B avec : $1 < \alpha < y/d$

• **Dans le domaine3 :** Pivot C, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3.5‰, le diagramme des déformations passe par pivot C et peut prendre l'une des positions suivantes :

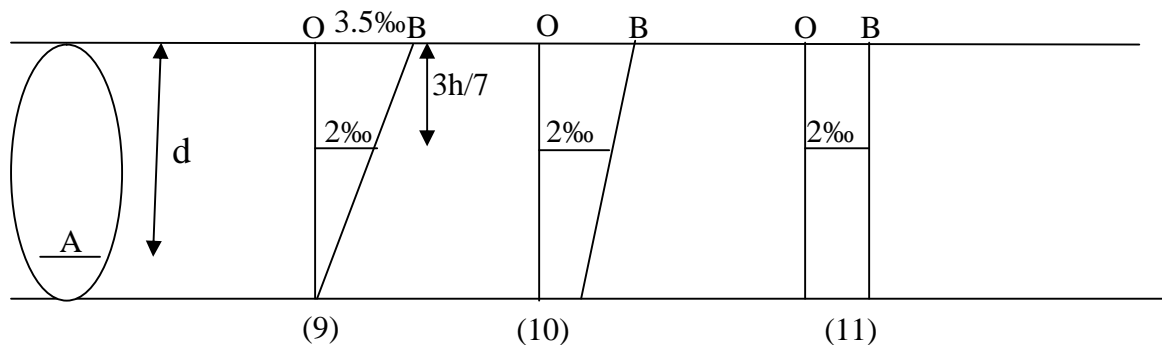


Schéma (10) : correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

Schéma (11) : correspond à une compression simple $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour toute la section.

Remarque : la compression simple et composée caractérise le pivot C

$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$ au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ au niveau de la fibre la moins comprimée.

Résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

Pivot B : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.13.2 Hypothèses de calcul à l'ELS (BAEL91 article A.4.5)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.



CHAPITRE II:
PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II.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 édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :**II.2.1. Les planchers :****II.2.1.1. Les planchers à corps creux :****a. Définition :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le

(CBA93. Article : **B-6-8-4, 2-4**): $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 620 - 30 = 590\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{590}{22.5} = 26.2\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+6) = 26\text{cm}$.

Avec :

- ✓ $h_{cc} = 20 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.
- ✓ $h_{dalle} = 6 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

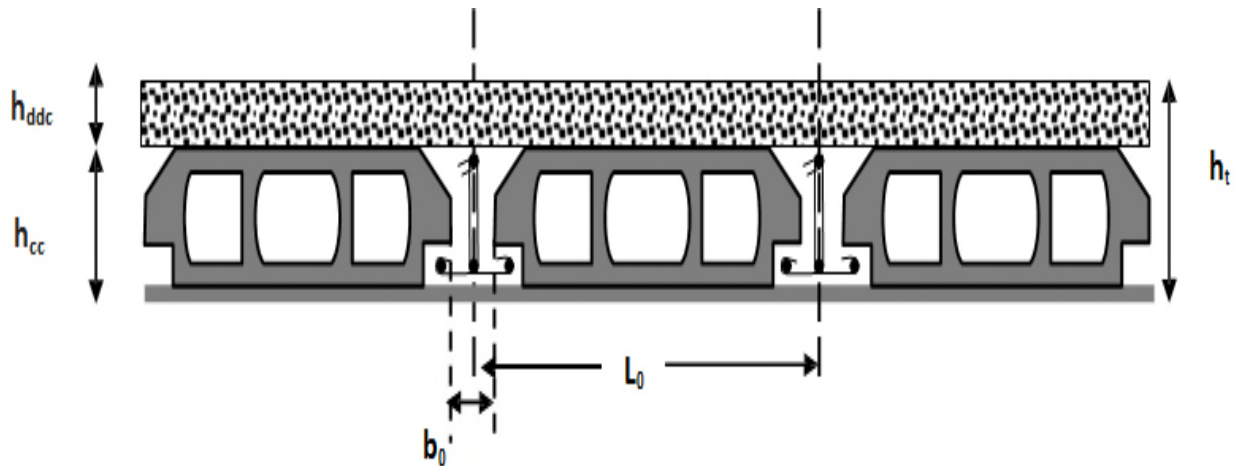


Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

b. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10.4 \text{ à } 20.4\text{cm})$

Donc on prend : $b_0 = 16\text{cm}$

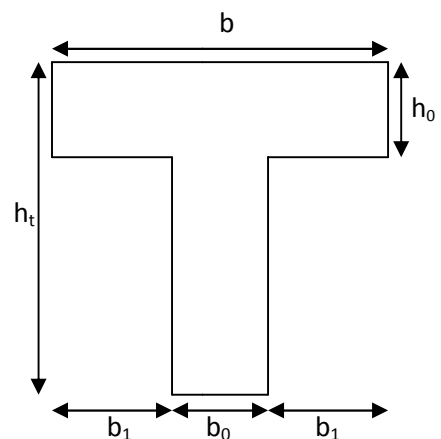


Figure. II.2 : Schéma d'une poutrelle

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65 - 16 = 49 \text{ cm}$$

$$L_y = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (49/2 ; 250/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25 + 16 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

c. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère comme indique la figure ci-dessous (figure II.3)

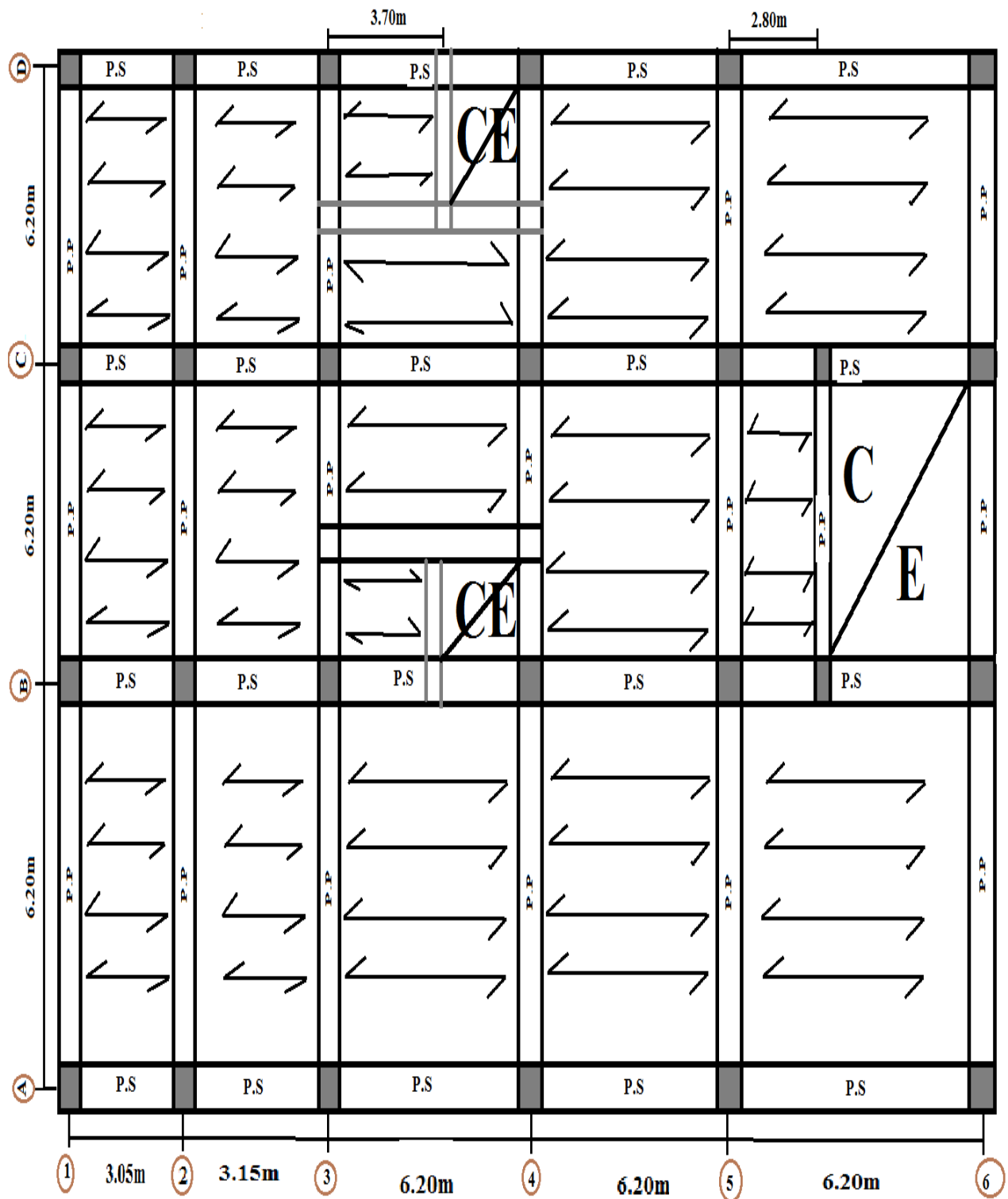


Figure II.3.a Disposition des poutrelles du RDC Et Sous-sol

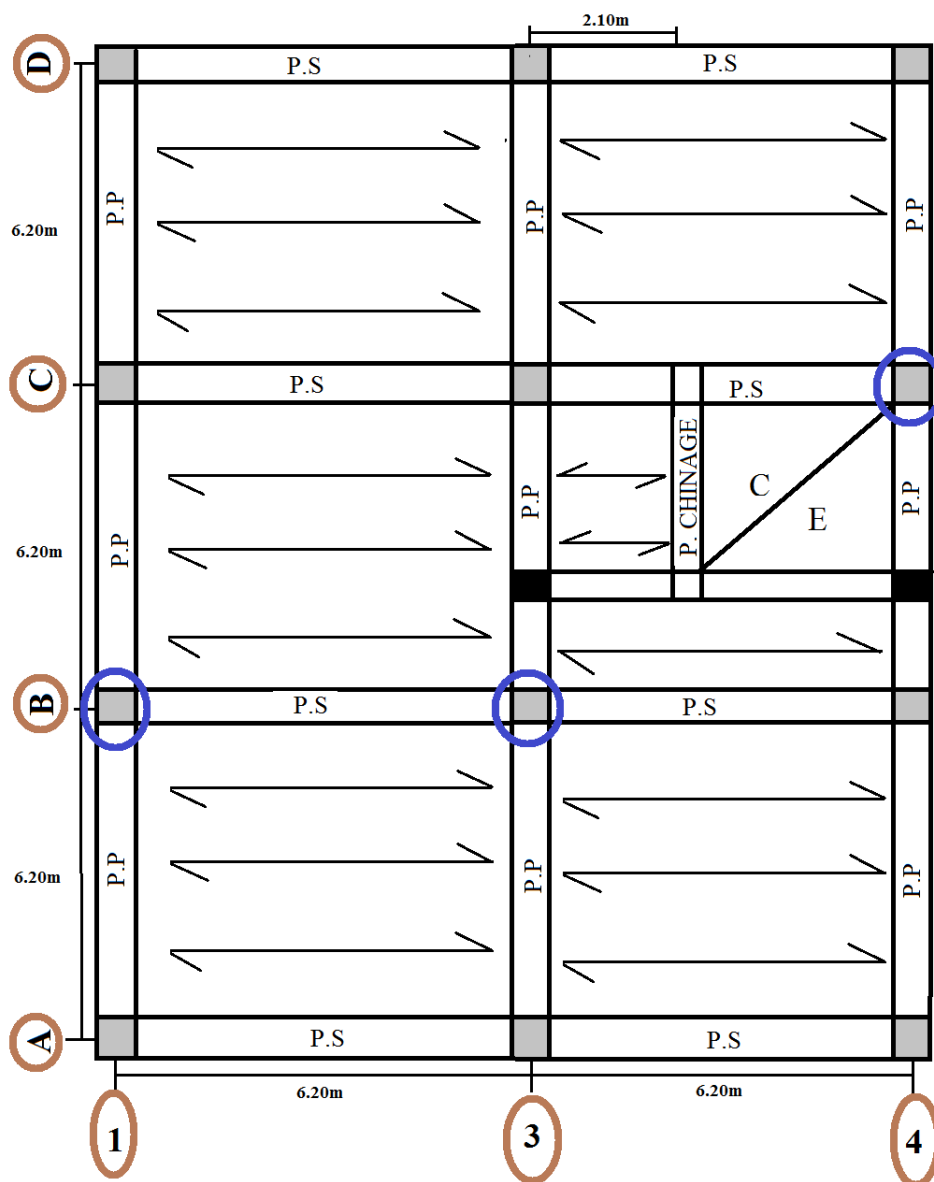


Figure II.3.b Disposition des poutrelles d'étage courant

d. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

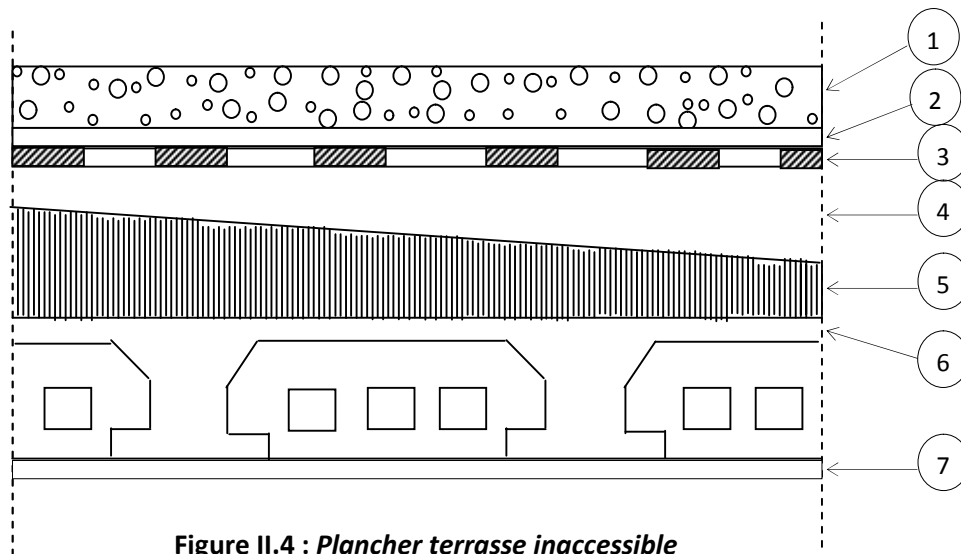


Figure II.4 : Plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nège	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (20+6)	0,25	/	3,25
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
Tableau II.1: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible				$\Sigma = 6.85$

• La charge permanente totale estimée est : $G = 6.85 \text{ KN/m}^2$.

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Plancher étage courant**

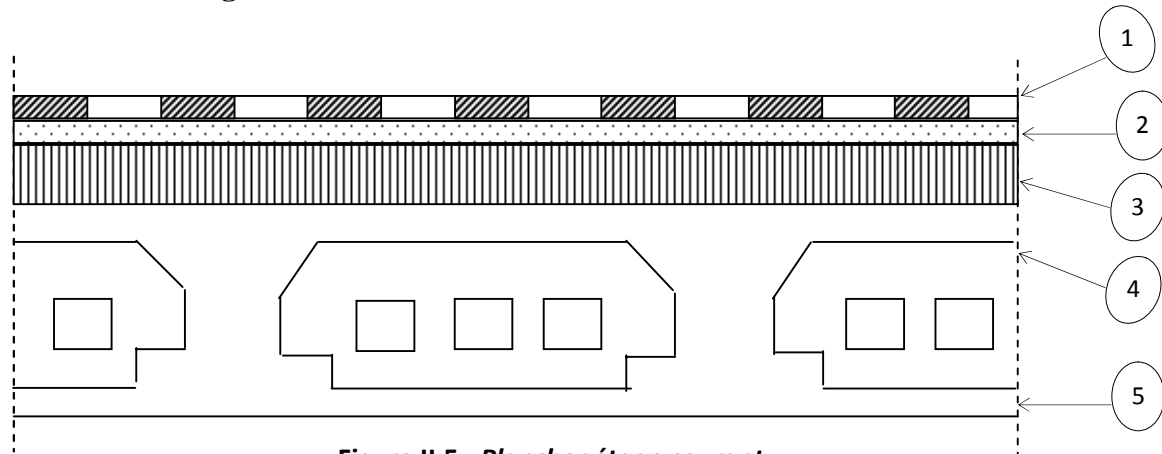


Figure II.5 : Plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (20+6)	0.25	/	3,25
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
Tableau II.2: Evaluation des charges des planchers étages courants				Σ = 5.65

• La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.65 \text{ KN/m}^2$.

• D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant et Terrasse accessible est estimée à : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

• D'après le **DTR BC 2.2** La surcharge d'exploitation à prendre dans le rez de chaussée (usage commerciale) est : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

II.2.1.2. Les dalles pleines

a. Définition

Une dalle pleine est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). La dalle peut être appuyée sur des poutres ou des voiles sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

• Résistance au feu (CBA 93)

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17.5\text{cm}$pour quatre heures de coupe feu.

• Isolation phonique : $e \geq 13\text{cm}$ (CBA 93)

• Critère de résistance à la flexion (CBA 93)

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis perpendiculaires.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis parallèles ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$.

Tell que :

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

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

➤ Panneau de dalle sur 3 appuis (balcon) :

$$L_x = 1.30\text{m}$$

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

$$2.89\text{ Cm} \leq e \leq 3.25\text{Cm avec}$$

$$\rho = \frac{130}{570} = 0.23 < 0.4$$

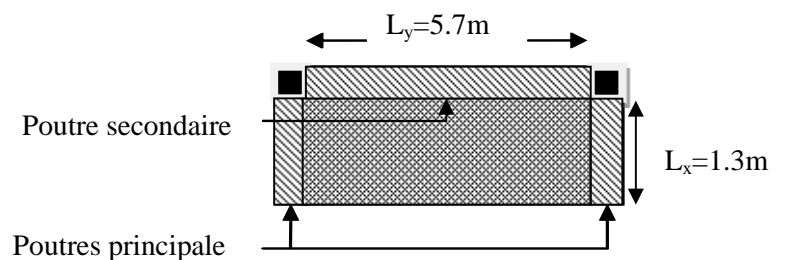


Figure. II.6 : panneau de dalle sur 3 appuis

➤ **Panneau de dalle sur 2 appuis perpendiculaire (balcon) :**

$L_x = 1.50 \text{ m}$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Donc } e \geq \frac{150}{20}$$

$$e \geq 7.5 \text{ Cm avec } \rho = \frac{150}{275} = 0.54 > 0.4$$

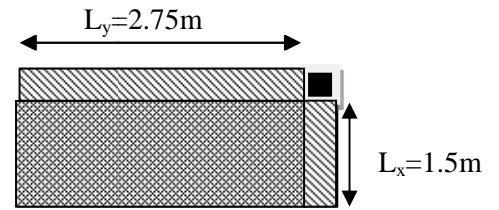
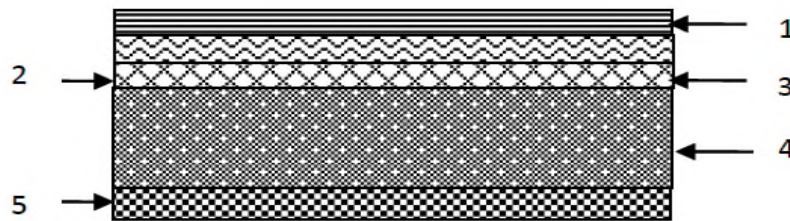


Figure II.7 : panneau de dalle sur 2 appuis

Remarque :

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu (pour 2 heures de résistance au feu) qui est déterminant .on opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons d'épaisseur $e=13 \text{ cm}$.

b. Evaluation des charges et surcharges



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Figure II.8 : Coupe transversale d'un plancher a dalle pleine

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.13	25	3.25
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
Tableau II.3: Evaluation des charges des dalles pleines				Σ = 4.81

- La charge permanente totale estimée est : $G = 4.81 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleines est estimée à : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2. Murs extérieur

a. Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

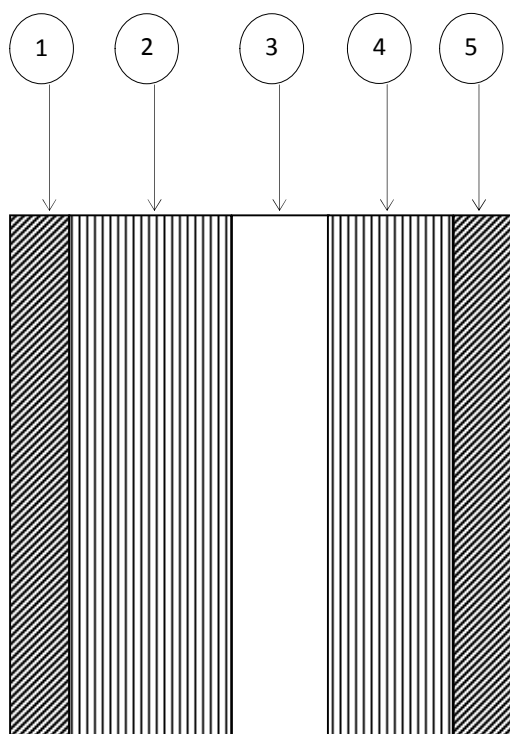


Figure II.9 : Murs extérieurs

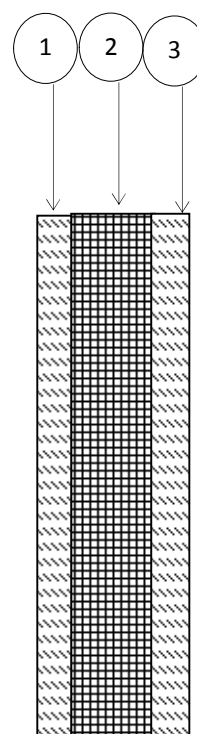


Figure II.10: Murs intérieurs

b. Evaluation des charges et surcharges

➤ **Evaluation des charges et surcharges des murs extérieures**

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
Tableau II.4: Evaluation des charges des murs extérieures				Σ = 2.97

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 2.97 KN/m²**.

➤ **Evaluation des charges et surcharges des murs intérieurs**

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.9
3	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
Tableau II.5: Evaluation des charges des murs intérieurs				Σ = 1.62

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 1.62 KN/m²**.

II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers

a. Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

b. Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

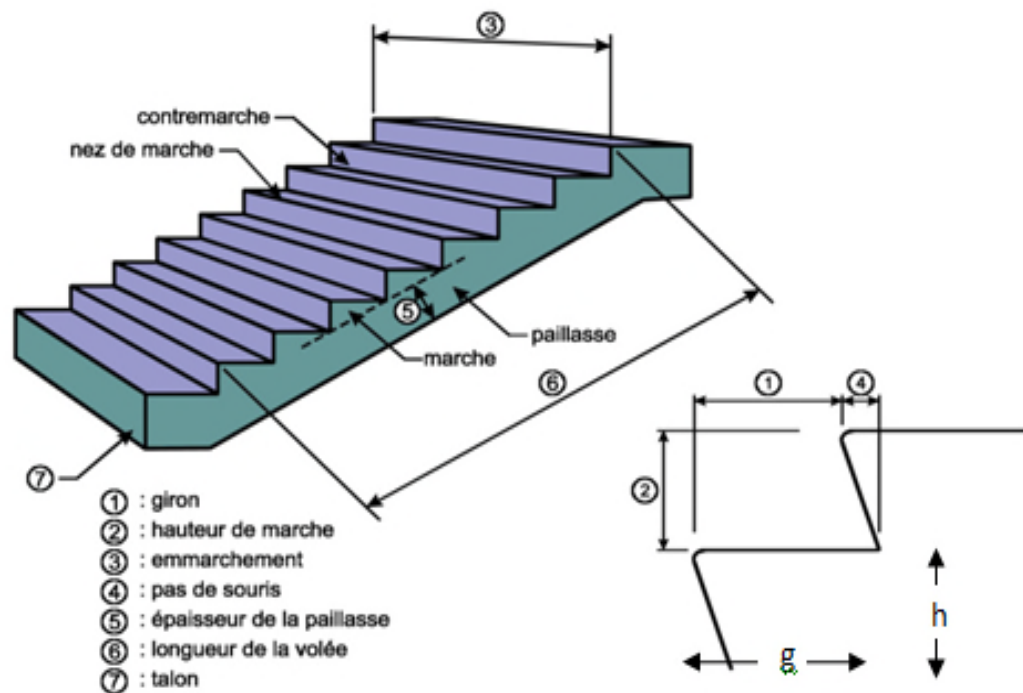


Figure II.11: les différents éléments constituant un escalier

e : Epaisseur d'escalier

L_0 : Longueur projeté de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement.

L' : longueur réel de l'escalier.

H : hauteur d'une volée.

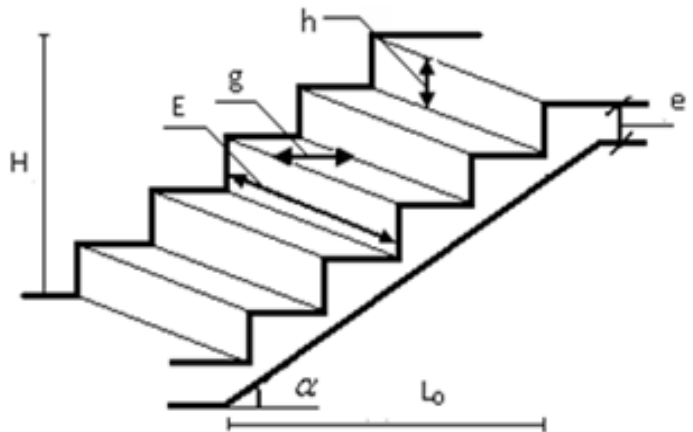


Figure II. 12: Schéma terminologie d'escalier

On distingue dans notre projet Cinq types d'escalier :

❖ **Type I : Escaliers droits à deux volées, du 1^{er} étage jusqu'au 9^e étage.**

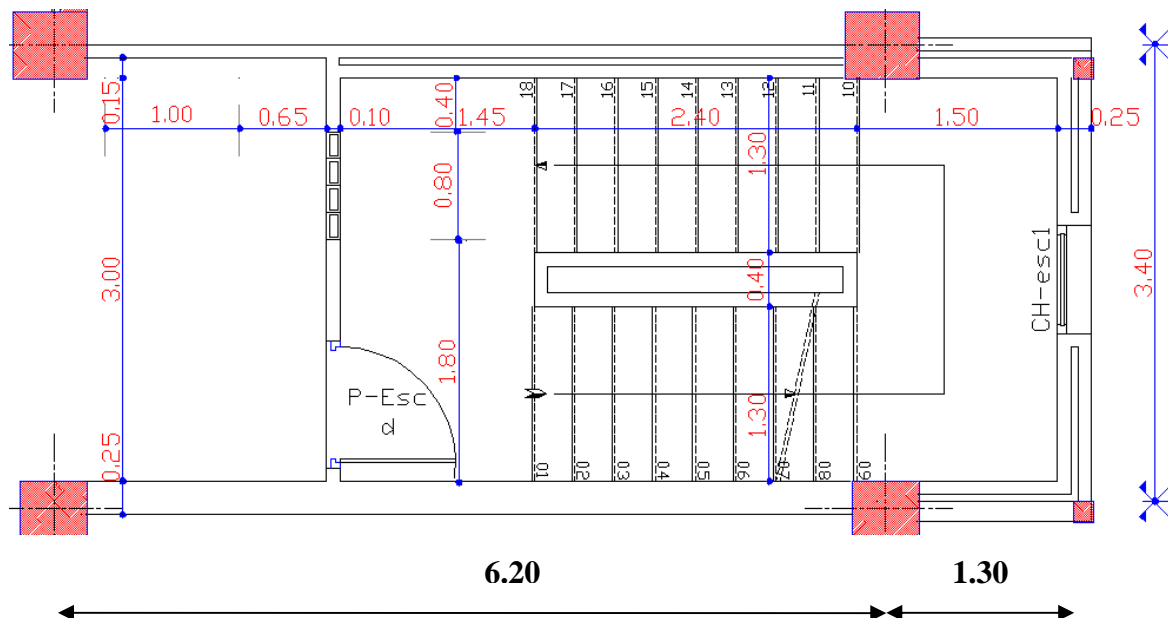


Figure II.13 : vue en plan de l'escalier

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L: longueur réel de la volée.

Avec : n_1: Nombre de marche

n : nombre de contre marche.

L'épaisseur de la paille e est donnée par :

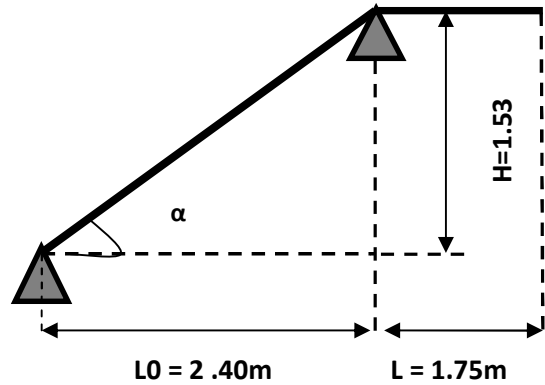


Figure II.14: Schéma statique de la volée I et II

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

On prend: $g + 2h = 64$ (1)

• on à :

$H = 1.53m$ et $L_0 = 2.40m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.85m$$

$L' = 2.85m$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Donc : $n=9$ Avec n : Nombre de contre marche.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{240}{8} = 30cm \quad h = \frac{153}{9} = 17.cm$$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$$

Donc on prend $e = 14 \text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

❖ Type II : Escaliers à trois volées (à double palier de repos)
au niveau du Sous-sol.

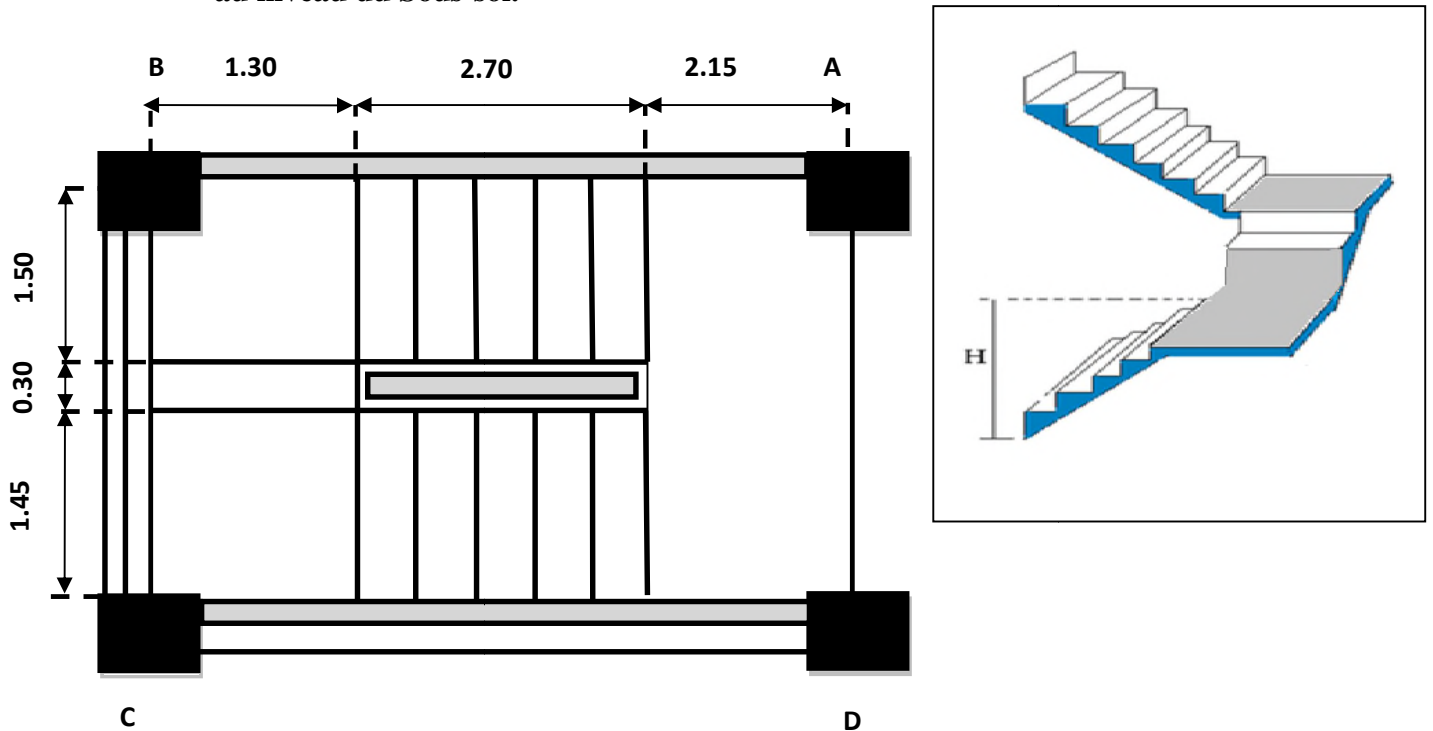


Figure II.15 .a: vue en plan de l'escalier

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées :

• La volée I et III

On prend: $g + 2 h = 64 \dots\dots(1)$

• on à :

$H = 1.72m$ et $Lo = 2.70m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.20m$$

$$L' = 1.30 + 3.20 = 4.50 m$$

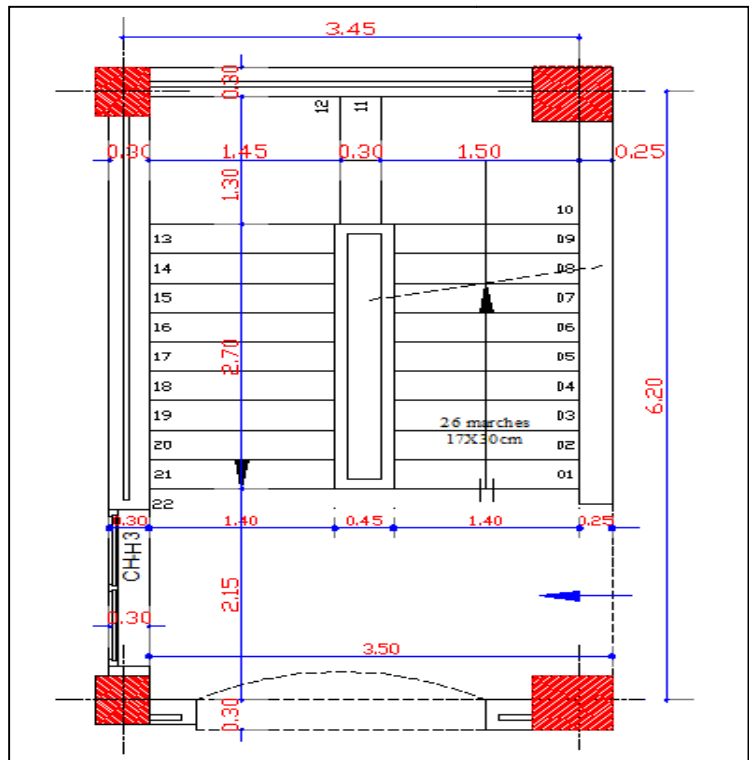


Figure II.15 .b: vue en plan de l'escalier

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 678n + 344 = 0$$

Donc : $n=10$ Avec n : Nombre de contre marche.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{172}{10} = 17.2 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 15 \leq e \leq 22.5$$

Donc on prend $e = 16 \text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{172}{270} = 0.637$$

$$\alpha = 32.49^\circ$$

• **La volée II.**

La volée II sera calculée comme une console s'appuie sur la poutre brisée.

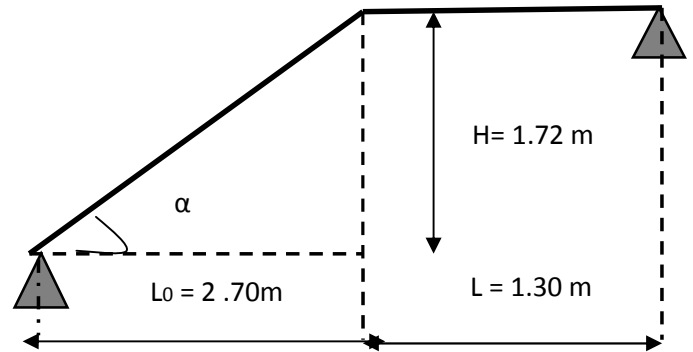


Figure II.16 .a: Schéma statique de la Volée I et III

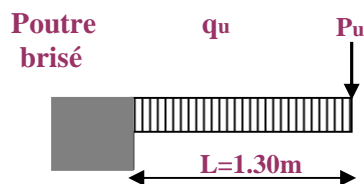


Figure II.16.b: Schéma statique de la volée II

❖ Type III : Escaliers à trois volées (à double palier de repos)

au niveau du RDC (1)

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

- La volée I et III

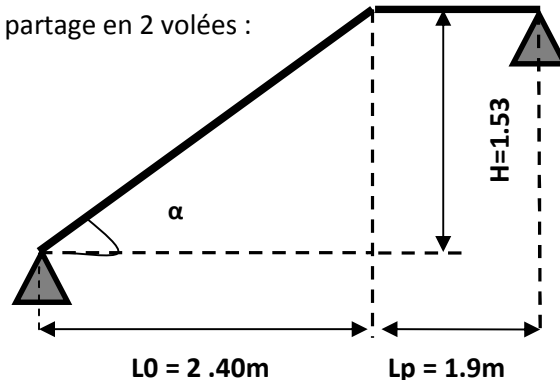


Figure II.17.a: Schéma statique de la volée I et III

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L: longueur réel de la volée.

Avec : n_1 : Nombre de marche

n : nombre de contre marche.

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

On prend: $g + 2h = 64$ (1)

- on à :

$$H = 1.53m \quad \text{et} \quad L_0 = 2.40m$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.85m$$

$$L' = 4.75 m$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Donc : $n=9$ Avec n: Nombre de contre marche.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad h = \frac{153}{9} = 17.\text{cm}$$

$$\frac{475}{30} \leq e \leq \frac{475}{20} \Rightarrow 15.83 \leq e \leq 23.25$$

Donc on prend $e = 16 \text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

• **La volée II**

$$H = 1.36\text{m} \quad \text{et} \quad L_0 = 2.10\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.5\text{m}$$

$$L' = 4.40 \text{ m}$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Donc : $n=8$ Avec n : Nombre de contre marche.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{210}{7} = 30\text{cm} \quad h = \frac{136}{8} = 17.\text{cm}$$

$$\frac{440}{30} \leq e \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 14.66 \leq e \leq 22$$

Donc on prend $e = 16 \text{ cm}$.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{136}{210} = 0.647$$

$$\alpha = 32.92^\circ$$

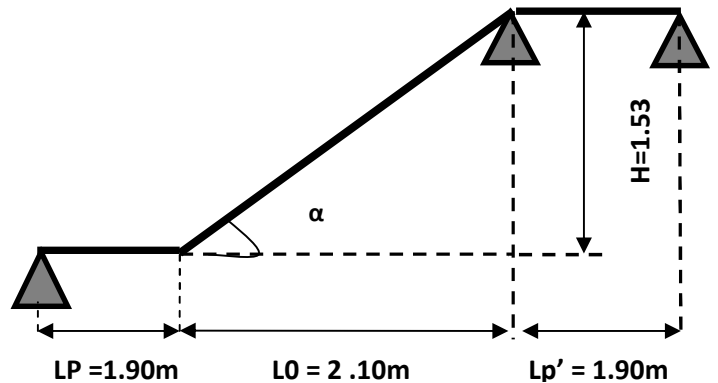


Figure II.17.b.: Schéma statique de la volée II

Type IV : Escaliers droits à deux volées pour l’RDC (2)

• **La volée (I)**

On prend: $g + 2h = 64 \dots\dots(1)$

• **on à :**

$H = 1.87m$ et $L_0 = 3.00m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.53m$$

$L' = 4.80 m$

On remplace g et h dans l’équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n - 1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 738n + 374 = 0$$

Donc : $n=11$ Avec n : Nombre de contre marche.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{300}{10} = 30cm \quad h = \frac{187}{11} = 17.cm$$

$$\frac{480}{30} \leq e \leq \frac{480}{20} \Rightarrow 16 \leq e \leq 23$$

Donc on prend $e = 16 \text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{187}{300} = 0.623$$

$$\alpha = 31.93^\circ$$

• **La volée (II)**

$H = 2.04m$ et $L_0 = 3.30m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.88m$$

$L' = 5.10 m$

On remplace g et h dans l’équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n - 1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

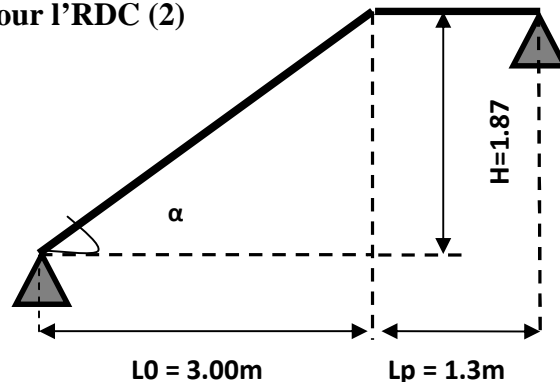


Figure II.18.a: Schéma statique de Volée (I)

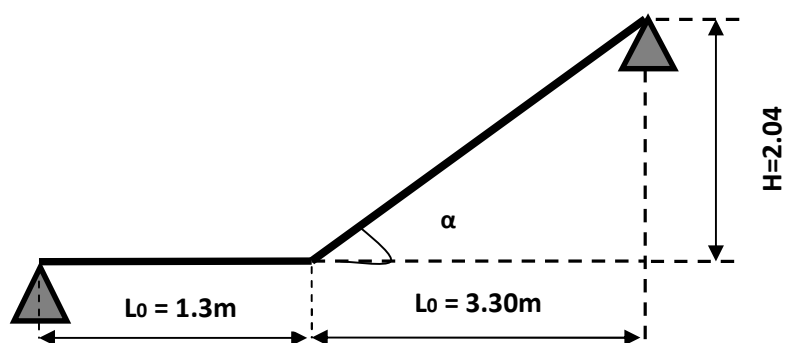


Figure II.18.b: Schéma statique de la Volée(II)

c. Evaluation des charges et surcharges

✓ Palier

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité γ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
Tableau II.6: Evaluation des charges sur le palier				$\Sigma = 5.52$

- La charge permanente totale est estimée à : **$G = 5.52 \text{ KN/m}^2$** .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$**

✓ La volée

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Densité γ (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Pailleasse	0.16/cos α	25	4.76
7	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
Tableau II.7: Evaluation des charges sur la volée				$\Sigma = 8.41$

- La charge permanente totale pour le RDC est estimée à : **$G = 8.41 \text{ KN/m}^2$** .
- **D'après le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1)** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$** .

II.2.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

a. Définition

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

b. Evaluation des charges

➤ Charge permanente :

• Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (70 * 10) + (7 * 15) + 0.5(15 * 3)$$

$$S = 827.5 \text{ cm}^2 = 0.08275 \text{ m}^2$$

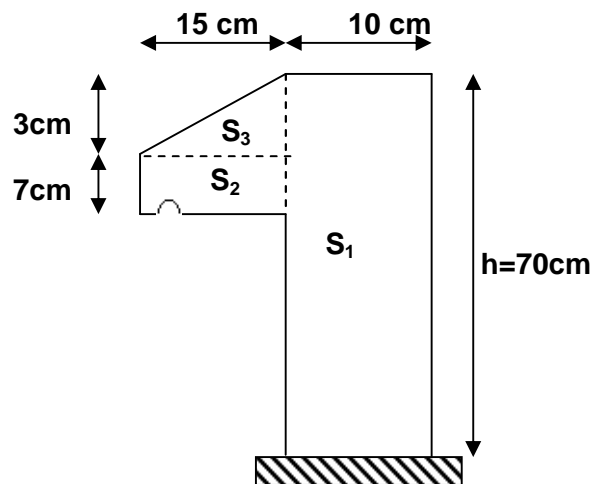


Figure II.20: Coupe de l'acrotère

Donc: $G = 25 \times 0.08275 \times 1$

$$G = 2.06875 \text{ KN/ml}$$

• Enduit de ciment

• Enduit extérieure : (e=1.5cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.7 = 0.21 \text{ KN / ml}$$

• Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.7 = 0.28 \text{ KN / ml}$$

Donc :

$$G_T = G + G_1 + G_2 = 2.068 + 0.21 + 0.28 = 2.56 \text{ KN / ml}$$

N°	Description	Poids "G" (KN/m ²)
1	Corps de l'acrotère	2.06875
2	Enduit de ciment extérieur	0.21
3	Enduit de ciment intérieur	0.28
Tableau II.8: charge permanente revenant à l'acrotère		Σ = 2.56

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 2.56 KN/ml**
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: **Q = 1KN/ml**

II. 3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II. 3. 1. Poutres principales [P.P]

a) Définition :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

b) Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : Portée maximale entre nœud d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 620 - 30 = 590 \text{ cm}$$

D'où : $39.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 59 \text{ cm}$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.} \\ h = 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.67 \leq 4 \dots\dots \text{Vérifie.} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

Donc on adopte pour des poutres principales de section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

II. 3.2. Les poutres secondaires [P. S]

a. Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

b. Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : Portée maximale entre nœud d'appuis de deux poutres secondaires.

$L_{\max} = 6.20 - 0.30 = 5.90 \text{ m}$

D'où : $39.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 59 \text{ cm}$

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

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.} \\ h = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots \text{Vérifie.} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

Donc on adopte pour des poutres secondaires de section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

II.3.3. Les poteaux

a) Définition :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné a transmettre les charges aux fondation, le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU selon les règles **du BAEL91**

(**Art B.8.4 ,1**), on appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA99 version 2003** Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

b) Pré dimensionnement

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 (Art 7.4.1)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

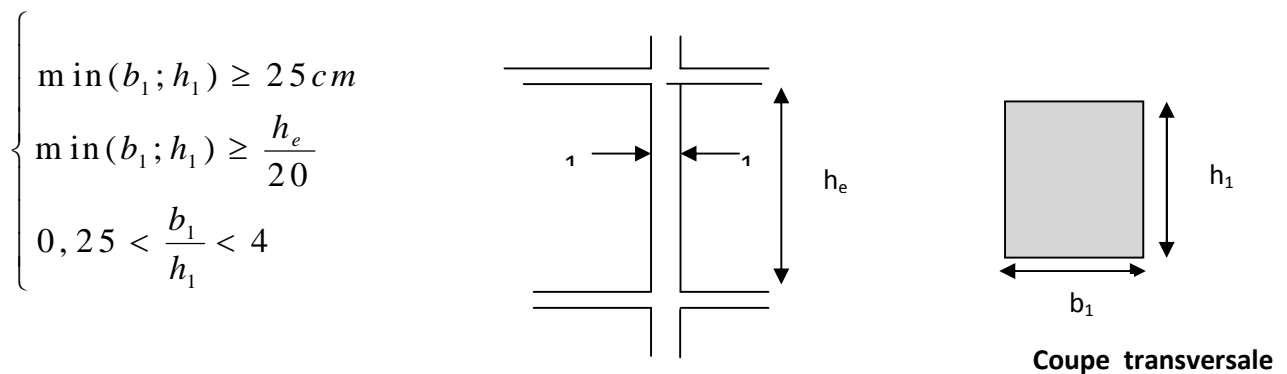


Figure II.21: Coupe longitudinale d'un poteau.

Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 2.56m$ Pour les étages courants

$h_e = 3.92m$ Pour le RDC1.

$h_e = 3.75m$ Pour le RDC2.

$h_e = 3.24m$ Pour sous-sol.

Selon le **RPA99 (Art 7.4.1)**, on adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Pour les poteaux de 10^{ème} et 9^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 45 \times 50cm^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 50 \times 50cm^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 6^{ème}, 5^{ème} et 4^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 50 \times 55cm^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 3^{ème}, 2^{ème} et 1^{ère} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 55 \times 60cm^2$.
- ✓ Pour les poteaux du RDC (1 et2) on prend : $b_1 \times h_1 = 60 \times 65cm^2$.
- ✓ Pour les poteaux du sous-sol on prend : $b_1 \times h_1 = 65 \times 70cm^2$.

II.3.4. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2).$ **RPA 99 version 2003 (article 7.7.1)**
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3).$

h_e : Hauteur libre d'étage.

- **pour les étages de 1 à 10.**

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{256}{20} ; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow e \geq \max [12.8 ; 15cm].$$



Figure II.22:Vue en plan d'un voile.

Soit $e = 15cm$ pour les étages de 1 à 10.

- **Pour l' RDC 1:**

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{392}{20} ; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [19.6 ; 15cm].$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times e = 80cm$.

- **Pour l' RDC 2:**

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{3.75}{20} ; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [18.75 ; 15cm].$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times e = 80cm$.

- **Pour le sous-sol :**

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{324}{20} ; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [16.2 ; 15cm].$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times e = 80cm$.

II.4. DESCENTE DE CHARGES

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

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui à souvent la plus grande surface afférente.

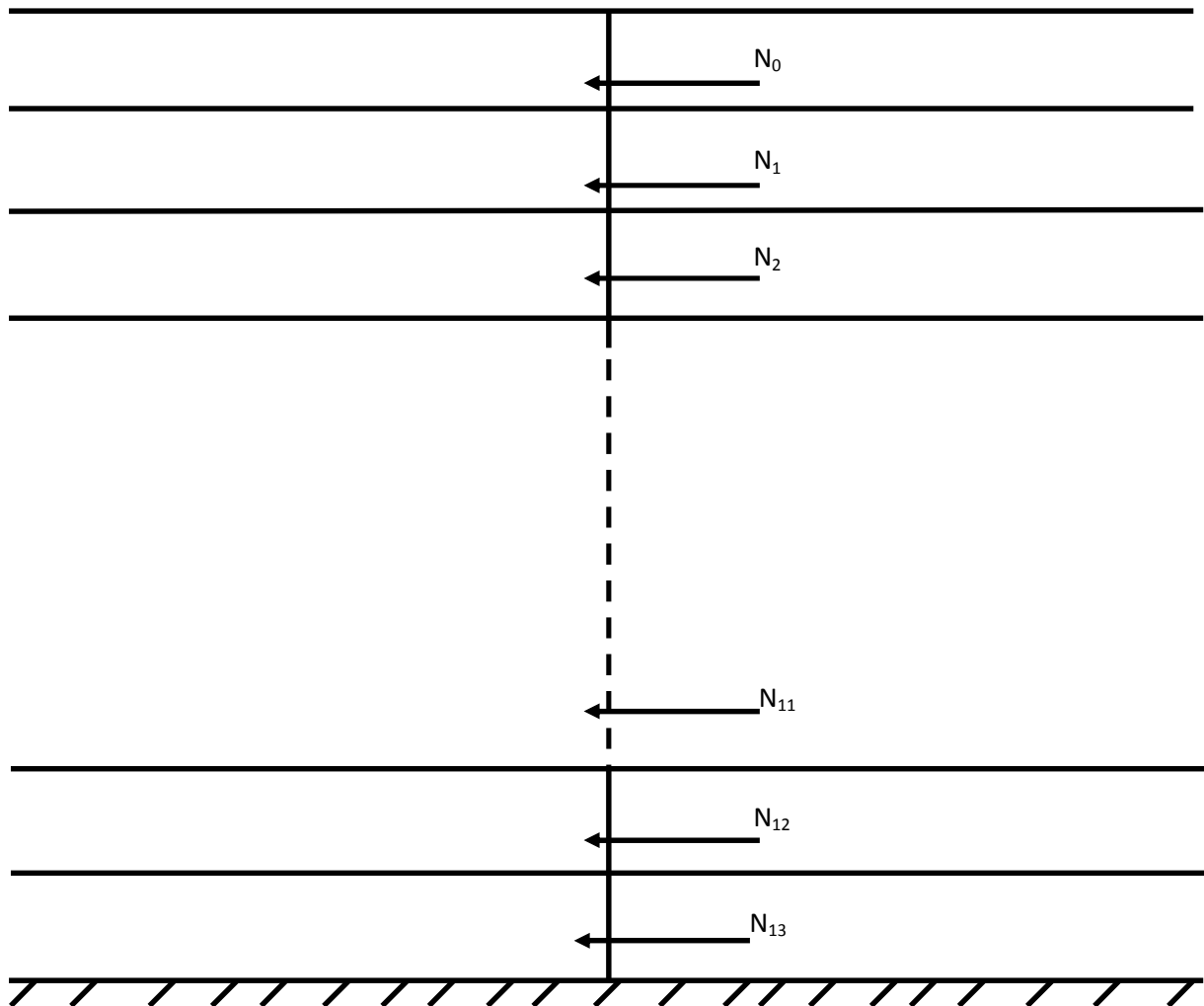


Figure II.23 : Décente de charge

✓ **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2 (article 6.3)**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = Q$ (Étages à usage d'habitation), soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment et Q' la Surcharge d'exploitation du plancher à usage commercial.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir du 6^{ème} Niveau on aura toujours : Niveau 7 : surcharge Niveau 6 + $0.5 \times Q$

Jusqu'au Niveau 11, On applique la loi suivante :

$$Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times (nQ) + Q_{Commercial}$$

II.4.1.Poteau B-3 : (poteau centrale)

✓ **La surface afférente d'étage courant :**

$$s'_1 = s_1 + s_2 + s_3 + s_4$$

$$s'_1 = 3.2775 + 3.2775 + 8.1225 + 8.1225$$

$$s'_1 = 22.8m^2$$

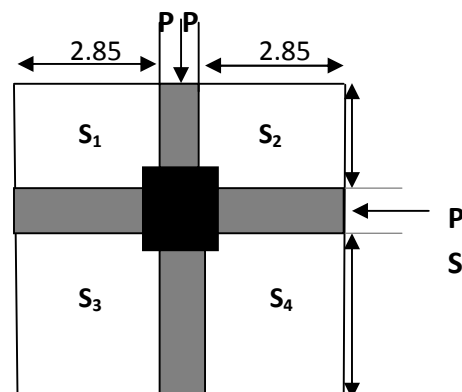


Figure II.24 .a: Surface revenant au Poteau central B-3(étage courant)

✓ La surface afférente pour le RDC (1et2) et le Sous-sol :

$$s'_2 = s_1 + s_2 + s_3 + s_4$$

$$s'_2 = 1.4375 + 3.2775 + 8.1225 + 3.5625$$

$$s'_2 = 16.4m^2$$

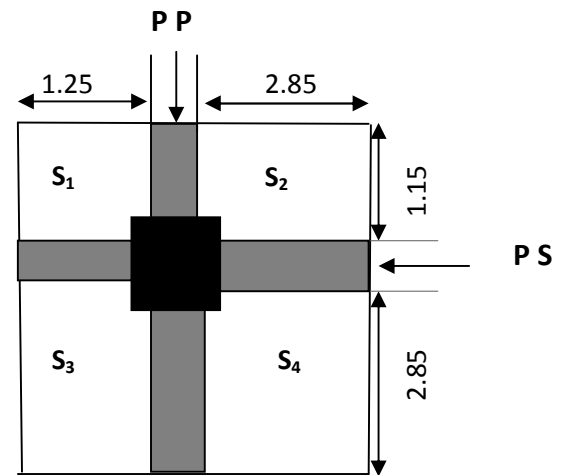


Figure II.24.b : Surface revenant au Poteau central B-3(RDC (1), RDC(2) et Sous-sol)

✓ La surface afférente pour la terrasse couvrant le bâtiment :

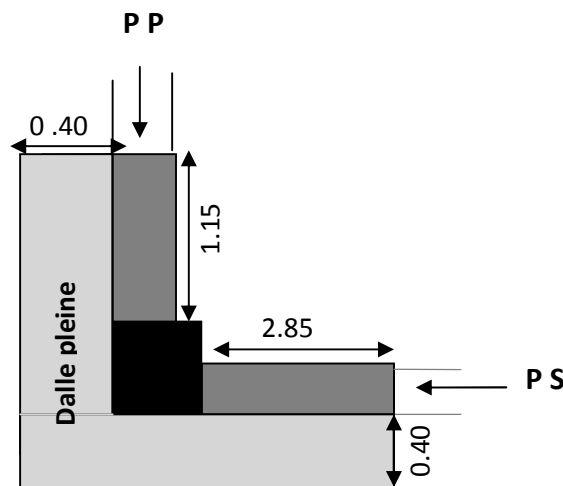


Figure II.24.c : Surface revenant au Poteau central B-3(Terrasse couvrant le Bâtiment)

$$s'_3 = (1.15 + 0.3 + 0.4 + 2.85 + 0.3) * 0.4 = 2.00m^2$$

✓ Les charges et surcharges

$$\begin{array}{l} \star \text{ Plancher Dalle pleine} \\ \text{(Terrasse inaccessible) :} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 4.65 \times 2.00 = 9.12 \text{ KN} \\ Q = 3.5 \times 2.0 = 7.00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\star \text{ Plancher étages courant :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 22.8 = 128.82 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 22.8 = 34.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\star \text{ Plancher étages RDC(2) :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 16.4 = 92.66 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 16.4 = 24.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\star \text{ Plancher RDC(1) et Sous-sol :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 16.4 = 92.66 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 16.4 = 82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\star \text{ Les poutres d'étage courant :}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 4 = 15 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 5,7 = 19,24 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poids total des poutres : } P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 34,24 \text{ KN}$$

$$\star \text{ Les poutres du RDC (1et2) et Sous-sol :}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 4 = 15 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 4,1 = 13,84 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poids total des poutres : } P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 28,84 \text{ KN}$$

$$\star \text{ Les poutres pour la terrasse couvrant le bâtiment :}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 1,15 = 4,31 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 2,85 = 9,62 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poids total des poutres : } P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 13,93 \text{ KN}$$

$$\star \text{ Cloison}$$

$$\checkmark \text{ Poids total des cloisons}$$

$$P = [1,62 \times (0,4 + 0,4 + 1,65 + 1,85 + 1,65 + 1,85) + (2,97 \times (1,15 + 2,85))] \times 2,56 = 62,77 \text{ KN}$$

☀ Les Poteaux :

- ✓ Pour le poteau de la terrasse couvrant le bâtiment $P_0=25*0.45*0.40*3.06 = 13.77$ KN
- ✓ Pour les poteaux de 10^{ème} et 9^{ème} étages: $P_1=25*0.45*0.50*3.06 = 17.21$ KN
- ✓ Pour les poteaux de 8^{ème}, 7^{ème} étages : $P_2=25*0.5*0.5*3.06 = 19.125$ KN
- ✓ Pour les poteaux de 6^{ème}, 5^{ème} et 4^{ème} étages : $P_3=25*0.5*0.55*3.06 = 21.04$ KN
- ✓ Pour les poteaux de 3^{ème}, 2^{ème} et 1^{ère} étages : $P_4=25*0.55*0.6*3.06 = 25.245$ KN
- ✓ Pour le poteau du RDC (2) : $P_5=25*0.6*0.65*4.25 = 41.44$ KN
- ✓ Pour le poteau du RDC (1) : $P_6=25*0.6*0.65*4.42= 43.1$ KN
- ✓ Pour le poteau du sous-sol : $P_7=25*0.7*0.65*3.74 = 42.54$ KN

Tableau II.9: Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau B-3)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₀	Plancher dalle pleine (terrasse inaccessible)	9.12	7.00	36.82	7.00
	Poutres	13.93			
	Poteau	13.77			
N ₁	N ₀	36.82	7.00	217.09	41.2
	Plancher étage courant	128.82	34.2		
	Poutres	34.24			
N ₂	Poteau	17.21		460.13	71.98
	N ₁	217.09	41.2		
	Plancher étage courant	128.82	30.78		
	Poutres	34.24			
	Poteau +Cloison	17.21+62.77			

N₃	N ₂	460.13	71.98		
	Plancher étage courant	128.82	27.36		
	Poutres	34.24		705.085	99.34
	Poteau+Cloison	19.125+62.77			
N₄	N ₃	705.085	99.34		
	Plancher étage courant	128.82	23.94		
	Poutres	34.24		950.04	123.28
	Poteau +Cloison	19.125+62.77			
N₅	N ₄	950.04	123.28		
	Plancher étage courant	128.82	20.52		
	Poutres	34.24		1196.91	143.8
	Poteau+Cloison	21.04+62.77			
N₆	N ₅	1196.91	143.8		
	Plancher étage courant	128.82	17.1	1443.78	160.9
	Poteau	34.24			
	Poutres +Cloison	21.04+62.77			
N₇	N ₆	1443.78	160.9		
	Plancher étage courant	128.82	17.1		
	Poutres	34.24		1690.65	178
	Poteau+Cloison	21.04+62.77			
N₈	N ₇	1690.65	178		
	Plancher étage courant	128.82	17.1		
	Poutres	34.24		1941.725	195.1
	Poteau+Cloison	25.245+62.77			

<i>N₉</i>	N ₈	1941.725	195.1		
	Plancher étage courant	128.82	17.1		
	Poutres	34.24		2192.8	212.2
	Poteau+Cloison	25.245+62.77			
<i>N₁₀</i>	N ₉	2192.8	212.2		
	Plancher étage courant	128.82	17.1		
	Poutres	34.24		2443.875	229.3
	Poteau + Cloison	25.245+62.77			
<i>N₁₁</i>	N ₁₀	2443.875	229.3		
	Plancher étages RDC(2)	92.66	12.3		
	Poutres	28.84		2669.585	241.6
	Poteau+Cloison	41.44+62.77			
<i>N₁₂</i>	N ₁₁	2669.585	241.6		
	Plancher étages RDC(1)	92.66	82		
	Poutre	28.84		2834.185	323.6
	Poteau	43.1			
<i>N₁₃</i>	N ₁₂	2834.185	323.6		
	Plancher étages Sous-sol	92.66	82		
	Poutre	28.84		2998.22	405.6
	Poteau	42.54			
<i>N₁₃</i>				2998.22	405.6

✓ Calcul de l'effort normal (N)

- à l'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times (2998.22) + 1.5 \times (405.6)$$

$$N_u = 4656.01 \text{ KN}$$

- à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 2998.22 + 405.6$$

$$N_s = 3403.82 \text{ KN}$$

II.4.2.Poteau B-1 : (poteau de rive)

La surface afférente d'étage courant :

- ✓ Surface afférente $S'_1 = S_1 + S_2$

$$s'_1 = 8.1225 + 8.1225$$

$$s'_1 = 16.245 \text{ m}^2$$

- ✓ Surface afférente balcon $S'_2 = S_3 + S_4$

$$s'_2 = 3.705 + 3.705$$

$$s'_2 = 7.41 \text{ m}^2$$

La surface afférente d'RDC(2) :

- ✓ Surface afférente $S'_1 = S_1 + S_2$

$$s'_1 = 3.42 + 3.42$$

$$s'_1 = 6.84 \text{ m}^2$$

- ✓ Surface afférente balcon $S'_2 = S_3 + S_4$

$$s'_2 = 3.705 + 3.705$$

$$s'_1 = 7.41 \text{ m}^2$$

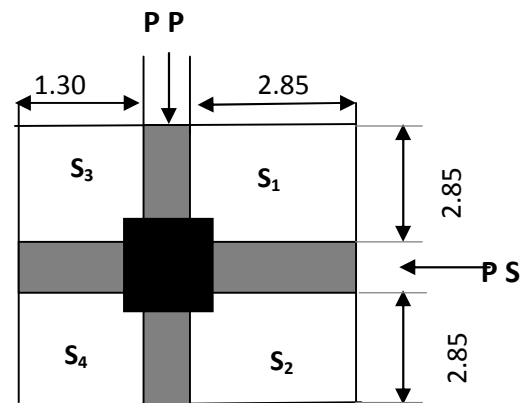


Figure II.25.a : Surface revenant au Poteau de rive B-1(étage courant)

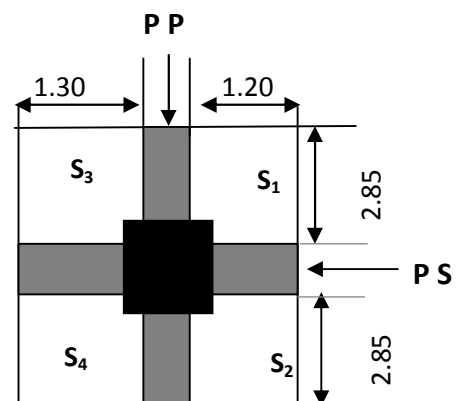


Figure II.25.b : Surface revenant au Poteau de rive B-1(RDC(2))

La surface afférente Sous-sol :

✓ Surface afférente $S'_1 = S_1 + S_2$

$$s'_1 = 3.42 + 3.42$$

$$s'_1 = 6.84 \text{ m}^2$$

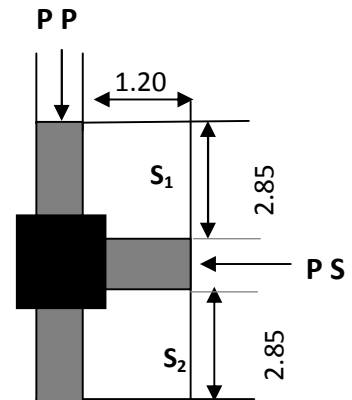


Figure II.25.c : Surface revenant au Poteau de rive B-1(Sous-sol et RDC 1)

✓ **Les charges et surcharges**

☀ **Plancher Terrasse accessible :**
Et d'étages courant

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 16.245 = 91.78 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 16.245 = 24.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **balcon:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.81 \times 7.41 = 35.64 \text{ KN} \\ Q = 3.5 \times 7.41 = 25.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher étages RDC(2) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 6.84 = 38.64 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 6.84 = 10.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher Sous-sol :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 6.84 = 38.64 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 6.84 = 34.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Les poutres d'étage courant :**

✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.50 \times 5.7 = 21.37 \text{ KN}$

✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 4.15 = 14 \text{ KN}$

✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 35.37 \text{ KN}$

☀ Les poutres du RDC (2):

- ✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 5,7 = 21,37 \text{ KN}$
- ✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 2,5 = 8,44 \text{ KN}$
- ✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 29,81 \text{ KN}$

☀ Les poutres du sous-sol:

- ✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 5,70 = 21,37 \text{ KN}$
- ✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 1,2 = 4,05 \text{ KN}$
- ✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 25,42 \text{ KN}$

☀ Cloison

- ✓ Murs extérieur $P = 2,97 \times (1,30 + 1,30 + 4,15) \times 2,56 = 51,32 \text{ KN}$
- ✓ Murs extérieur $P = 1,62 \times (1,80 + 0,5) \times 2,56 = 9,54 \text{ KN}$
- ✓ Poids total des cloisons $P_{Cloisons} = 60,86 \text{ KN}$

Tableau II.10 : *Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau B-1)*

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₀	Plancher terrasse accessible	91.78	24.37	180	50.3
	Balcon	35.64	25.93		
	Poutres	35.37			
	Poteau	17.21			
N ₁	N ₀	180	50.3	420.86	100.6
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93		
	Poutres	35.37			
	Poteau	17.21			
	Cloison	60.86			

N_2	N_1	420.86	100.6		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	663.63	150.9
	Poutres	35.37			
	Poteau	19.125			
	Cloison	60.86			
N_3	N_2	663.63	150.9		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	906.40	201.2
	Poutres	35.37			
	Poteau	19.125			
	Cloison	60.86			
N_4	N_3	906.40	201.2		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	1151.09	251.5
	Poutres	35.37			
	Poteau	21.04			
	Cloison	60.86			
N_5	N_4	1151.09	251.5		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	1395.78	301.8
	Poutres	35.37			
	Poteau	21.04			
	Cloison	60.86			

N₆	N ₅	1395.78	301.8		
	Plancher étage courant	91.78	24.37	1640.47	352.1
	Balcon	35.64	25.93		
	Poutres	35.37			
	Poteau	21.04			
	Cloison	60.86			
N₇	N ₆	1640.47	352.1		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	1889.36	402.4
	Poutres	35.37			
	Poteau	25.245			
	Cloison	60.86			
N₈	N ₇	1889.36	402.4		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	2138.25	452.7
	Poutres	35.37			
	Poteau	25.245			
	Cloison	60.86			
N₉	N ₈	2138.25	452.7		
	Plancher étage courant	91.78	24.37		
	Balcon	35.64	25.93	2387.15	503
	Poutres	35.37			
	Poteau	25.245			
	Cloison	60.86			

N_{10}	N_9	2387.15	503		
	Plancher du RDC(2)	38.64	10.26		
	Balcon	35.64	25.93	2593.54	540
	Poutres	29.81			
	Poteau	41.44			
	Cloison	60.86			
N_{11}	N_{10}	2593.54	540		
	Plancher du RDC(1)	0	0		
	Balcon	0	0	2636.64	540
	Poutres	0			
	Poteau	43.1			
	Cloison	0			
N_{12}	N_{11}	2636.64	540		
	Plancher du sous-sol	38.64	34.2		
	Balcon	0	0	2743.24	574.2
	Poutres	25.42			
	Poteau	42.54			
	Cloison	0			

✓ **Calcul de l'effort normal (N)**

- à l'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times (2743.24) + 1.5 \times (574.2)$$

$$N_u = 4564.67 \text{ KN}$$

- à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 2743.24 + 574.2 = 3317.44 \text{ KN}$$

II.4.3.Poteau C-4 : (poteau de la cage d'escalier)

✓ La surface afférente pour la terrasse inaccessible.

- Surface afférente $S'_1 = S_1 + S_2$

$$s'_1 = 5.2725 + 4.275$$

$$s'_1 = 9.5475 \text{ m}^2$$

- Surface afférente balcon

$$s'_1 = (0.4 * 1.80) = 0.72 \text{ m}^2$$

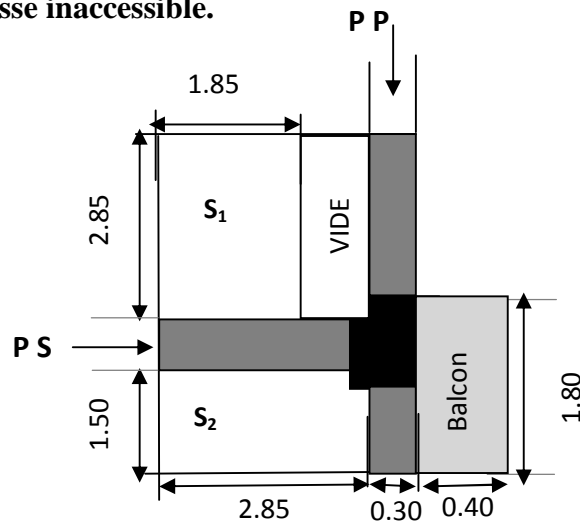


Figure II.26.a : Surface revenant au Poteau de la cage d'escalier C-4(Terrasse inaccessible)

✓ La surface afférente pour le plancher 10^e étage.

$$s_1 = 8.1225 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{voleé}} = s_2 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{palier}} = 0.675 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{Balcon}} = 5.655 \text{ m}^2$$

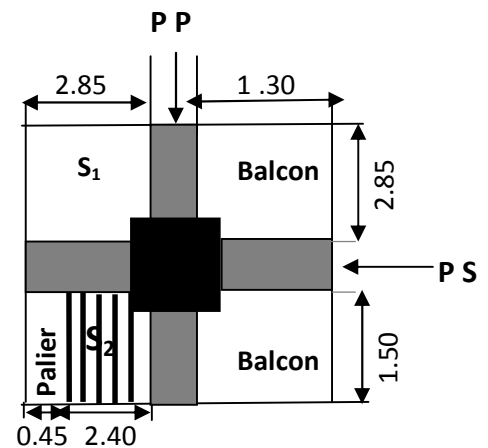


Figure II.26.b : Surface revenant au Poteau de la cage d'escalier C-4(10^e étage)

✓ La surface afférente pour le plancher d'étage courant.

$$s_1 = 8.1225 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{voleé}} = s_2 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{palier}} = 2.625 \text{ m}^2$$

$$s_{\text{Balcon}} = 3.705 \text{ m}^2$$

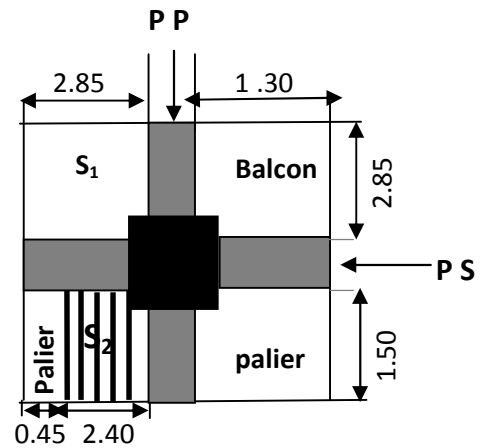


Figure II.26.c : Surface revenant au Poteau de la cage d'escalier C-4(étage courant)

✓ La surface afférente pour les planchers du RDC et Sous-sol :

- La Surface afférente $S'_1 = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$s'_1 = 8.1225 + 8.1225 + 8.1225 + 8.1225$$

$$s'_1 = 32.49 \text{ m}^2$$

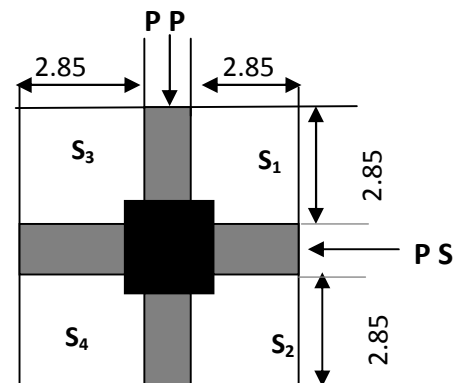


Figure II. 26.d : Surface revenant au Poteau de la cage d'escalier C-4(RDC et Sous-sol)

✓ Les charges et surcharges

☀ **Plancher Terrasse inaccessible** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.85 \times 9.5475 = 65.40 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 9.5475 = 9.55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher 10^e étage** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 8.1225 = 45.9 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 8.1225 = 12.18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher étage courant** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 8.1225 = 45.9 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 8.1225 = 12.18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher étages RDC(2)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 32.49 = 183.57 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 32.49 = 48.735 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Plancher RDC(1) et Sous-sol** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.65 \times 32.49 = 183.57 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 32.49 = 162.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Balcon Terrasse inaccessible** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.81 \times 0.72 = 3.46 \text{ KN} \\ Q = 3.5 \times 0.72 = 2.52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Balcon du 10^e étage** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.81 \times 5.655 = 27.20 \text{ KN} \\ Q = 3.5 \times 5.655 = 19.80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Balcon étage courant** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.81 \times 3.705 = 17.82 \text{ KN} \\ Q = 3.5 \times 3.705 = 12.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ **Escalier du 10^e étage** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (3.6 \times 8.41) + (0.675 \times 5.52) = 34 \text{ KN} \\ Q = (3.6 + 0.675) \times 2.5 = 10.69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ Escalier étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (3.6 \times 8.41) + (2.625 \times 5.52) = 44.77 \text{ KN} \\ Q = (3.6 + 2.625) \times 2.5 = 15.56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

☀ L'acrotère : $G = 2.56 \times 5.35 = 13.7 \text{ KN}$

☀ Les poutres d'étage courant :

✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 4.35 = 16.31 \text{ KN}$

✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0,45 \times 4.15 = 14 \text{ KN}$

✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 30.31 \text{ KN}$

☀ Les poutres du RDC (1et2) et Sous-sol :

✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 5.7 = 21.37 \text{ KN}$

✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0,45 \times 5.7 = 19.24 \text{ KN}$

✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 40.61 \text{ KN}$

☀ Les poutres pour la terrasse inaccessible :

✓ Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 4.35 = 16.31 \text{ KN}$

✓ Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0,45 \times 2.85 = 9.62 \text{ KN}$

✓ Poids total des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 25.93 \text{ KN}$

☀ Cloison

✓ Poids total des cloisons pour les étages courant :

$$P = [1.62 \times (2.85 + 1.06 + 2 + 0.3) + (2.97 \times (1.06 + 2.4 + 2.85 + 1.06))] \times 2.56 = 81.79 \text{ KN}$$

✓ Poids total des cloisons pour le RDC(2) :

$$P = [1.62 \times (2.85 + 2.85) \times 3.75] = 34.63 \text{ KN}$$

✓ Poids total des cloisons pour le RDC(1) :

$$P = [1.62 \times (2.85 + 2.85) \times 3.92] = 36.20 \text{ KN}$$

✓ Poids total des cloisons pour la terrasse:

$$P = [2.97 \times (1.06 + 2.4 + 2.85 + 1.06)] \times 2.56 = 56.03 \text{ KN}$$

Tableau II.11 : Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau C-4)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
<i>N₀</i>	Plancher terrasse inaccessible	65.40	9.55	122.26	12.07
	Balcon	3.46	2.52		
	Poutres+ Poteau	25.93+13.77			
	L'acrotère	13.70			
<i>N₁</i>	<i>N₀</i>	122.26	12.07	332.91	54.74
	Plancher 10 ^e étage	45 .9	12.18		
	Balcon	27.20	19.80		
	Poutres+ Poteau	30.31+17.21			
	Cloison	56.03			
	L'escalier	34	10.69		
<i>N₂</i>	<i>N₁</i>	332.91	54.74	570.71	95.45
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97		
	Poutres+ Poteau	30.31+17.21			
	Cloison	81.79			
	L'escalier	44.77	15.56		
<i>N₃</i>	<i>N₂</i>	570.71	95.45	810.425	136.16
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97		
	Poutres+ Poteau	30.31+19.125			
	Cloison	81.79			
	L'escalier	44.77	15.56		

N₄	N ₃	810.425	136.16		
	Plancher étage courant	45.9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	1050.14	176.87
	Poutres+ Poteau	30.31+19.125			
	Cloison	81.79			
	L'escalier	44.77	15.56		
N₅	N ₄	1050.14	176.87		
	Plancher étage courant	45.9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	1291.77	217.58
	Poutres+ Poteau	30.31+21.04			
	Cloison	81.79			
	L'escalier	44.77	15.56		
N₆	N ₅	1291.77	217.58		
	Plancher étage courant	45.9	12.18	1533.4	258.29
	Balcon	17.82	12.97		
	Poutres+ Poteau	30.31+21.04			
	Cloison	81.79			
	L'escalier	44.77	15.56		

N₇	N ₆	1533.4	258.29		
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	1775 .03	299
	Poutres+ Poteau	30.31+21.04			
	Cloison+ L'escalier	81.79+44.77	15.56		
N₈	N ₇	1775.03	299		
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	2020.865	339.71
	Poutres+ Poteau	30.31+25.245			
	Cloison+ L'escalier	81.79+44.77	15.56		
N₉	N ₈	2020.865	339.71		
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	2266.7	380.42
	Poutres+ Poteau	30.31+25.245			
	Cloison+ L'escalier	81.79+44.77	15.56		
N₁₀	N ₉	2266.7	380.42		
	Plancher étage courant	45 .9	12.18		
	Balcon	17.82	12.97	2512.535	421.13
	Poutres+ Poteau	30.31+25.245			
	Cloison+ L'escalier	81.79+44.77	15.56		

N_{11}	N_{10}	2512.535	421.13		
	Plancher étages RDC(2)	183.57	48.735		
	Poutres+ Poteau	40.61+41.44		2859.945	469.865
	Cloison	81.79			
N_{12}	N_{11}	2859.945	469.865		
	Plancher étages RDC(1)	183.57	162.45		
	Poutre+Poteau	40.61+43.1		3161.855	632.315
	Cloison	34.63			
N_{13}	N_{12}	3161.855	632.315		
	Plancher étages Sous-sol	183.57	162.45		
	Poutre+Poteau	40.61+42.54		3464.78	794.76
	Cloison	36.20			

✓ **Calcul de l'effort normal (N)**

- à l'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times (3464.78) + 1.5 \times (794.76)$$

$$N_u = 5869.59 \text{ KN}$$

- à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 3464.78 + 794.76$$

$$N_s = 4259.54 \text{ KN}$$

Donc $N_{U_{max}} = 5869.59 \text{ KN}$ (pour le poteau de la cage d'escalier « C-4 »)

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

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times (5869.59) = 6456.54 \text{ KN}$$

L'effort normal maximum $N_U = 6456.54 \text{ KN}$

II.5. VERIFICATION DES POTEAUX

II.5.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité : On

doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; Avec B : section du béton.

Tel que : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ $B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{6456.54}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.454 \text{ m}^2$

A base $B=0.70 \times 0.65=0.455 \text{ m}^2$

$B \geq 0.454 \text{ m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Tableau II.12 : résultat de vérification a la compression simple

Poteau	$Nu \text{ (KN)}$	$B_{cal} \text{ (m}^2\text{)}$	$B_{adp} \text{ (m}^2\text{)}$	$B_{adp} \geq B_{cal}$
sous- sol	6456 .54	0.454	0.455	Vérifié
RDC (1et2)	5022 .29	0.35	0.39	Vérifié
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4425.98	0.31	0.33	Vérifié
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	3129.27	0.22	0.275	Vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	1851.29	0.13	0.25	Vérifié
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	1005	0.071	0.225	Vérifié
Terrasse	201 .47	0.014	0.18	Vérifié

II.5.2.Vérification au flambement

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

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 calcule l'élanement. $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec : l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

a. Vérification du poteau du Sous-sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.61m.$$

$$B = 0.70 \times 0.65 = 0.455 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.7^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.018}{0.455}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.61}{0.2} = 13.05 < 50. \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.05}{35}\right)^2} = 0.827$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r \min} \geq \frac{6456.54 \times 10^{-3}}{0.827 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.354 \text{ m}^2, \text{ On prend : } B_{r \min} = 0.354 \text{ m}^2$$

Or nous avons : $B_r = (0,7 - 0,02) \cdot (0,65 - 0,02) = 0,428 \text{ m}^2 > 0,354 \text{ m}^2$.

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.13: résultat de vérification au flambement

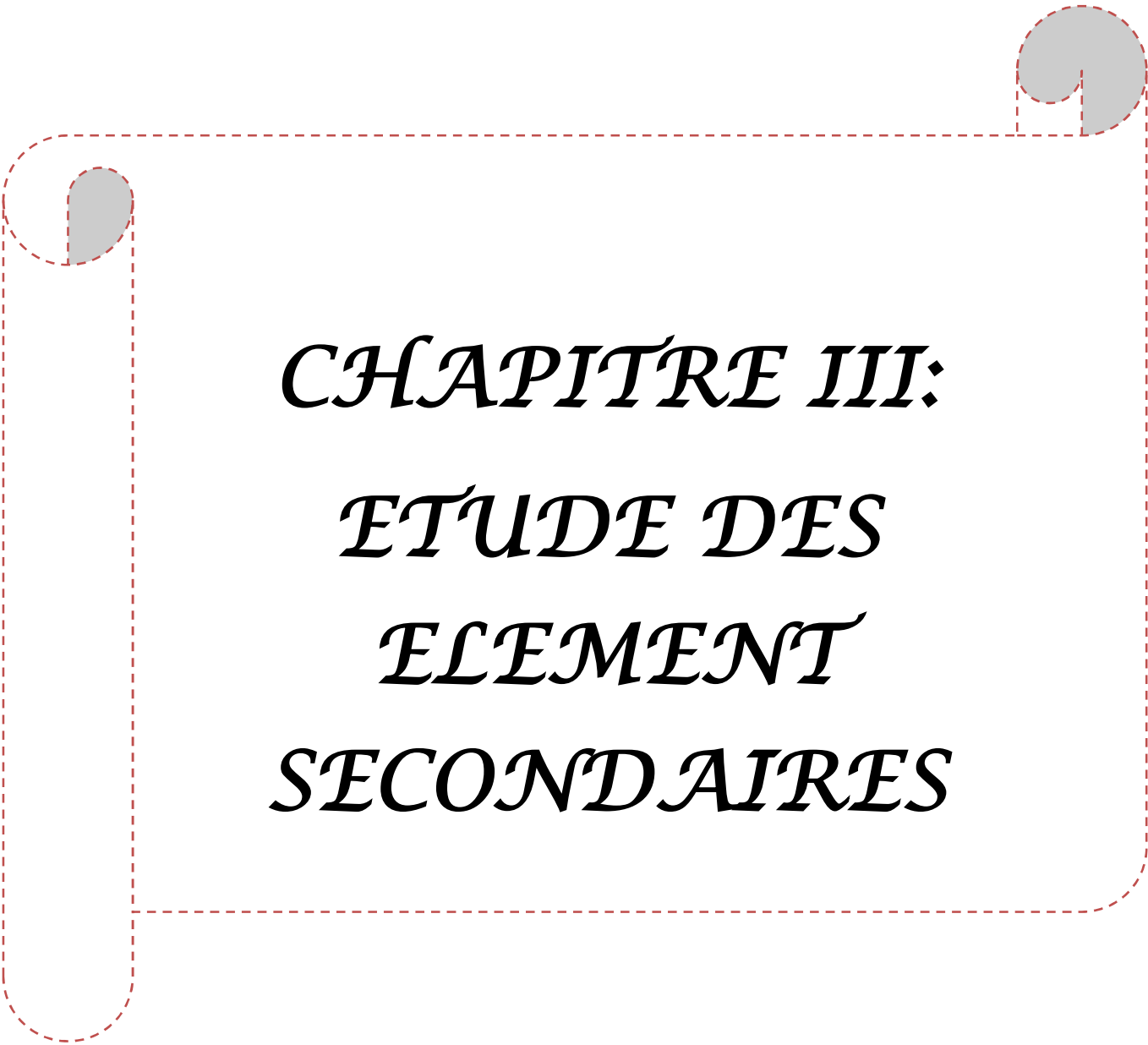
Niveau	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_{r \text{ min}}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r \text{ min}}$ (m ²)	
N0	201.45	40*45	0.163	0.011	Vérifier
N1	584.69	45*50	0.206	0.032	Vérifier
N2	1005	45*50	0.206	0.055	Vérifier
N3	1428.14	50*50	0.230	0.079	Vérifier
N4	1851.29	50*50	0.230	0.103	Vérifier
N5	2277.28	50*55	0.254	0.125	Vérifier
N6	2703.27	50*55	0.254	0.148	Vérifier
N7	3129.26	50*55	0.254	0.171	Vérifier
N8	3561.50	55*60	0.307	0.195	Vérifier
N9	3993.74	55*60	0.307	0.218	Vérifier
N10	4425.97	55*60	0.307	0.242	Vérifier
N11	5022.29	60*65	0.365	0.279	Vérifier
N12	5738.67	60*65	0.365	0.320	Vérifier
N13	6456.54	65*70	0.428	0.354	Vérifier

II.6. 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 : $30 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $30 \times 45 \text{cm}^2$.

- ✓ poteaux terrasse : $35 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 10^{ème} et 9^{ème} : $40 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} : $45 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 6^{ème}, 5^{ème} et 4^{ème} : $50 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 3^{ème}, 2^{ème} et 1^{ère} : $55 \times 60 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux du RDC (1 et 2) : $60 \times 65 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux du sous-sol : $65 \times 70 \text{cm}^2$.



*CHAPITRE III:
ETUDE DES
ELEMENT
SECONDAIRES*

III.1. 1.INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section du béton et des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.1.2. ETUDE DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance au feu, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.
- ✓ Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé entre eux :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2.1. Calcul des planches à corps creux**III.1.2.1.1. Etude des poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple (comme des poutres sur plusieurs appuis) en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (20 + 6)cm$.

- Hourdis de 20cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 6cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

III.1.2.1.2. La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- 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).

2. Application de la méthode :**❖ Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

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

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

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

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ 0.6M₀ pour une poutre à deux travées.
- ✓ 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

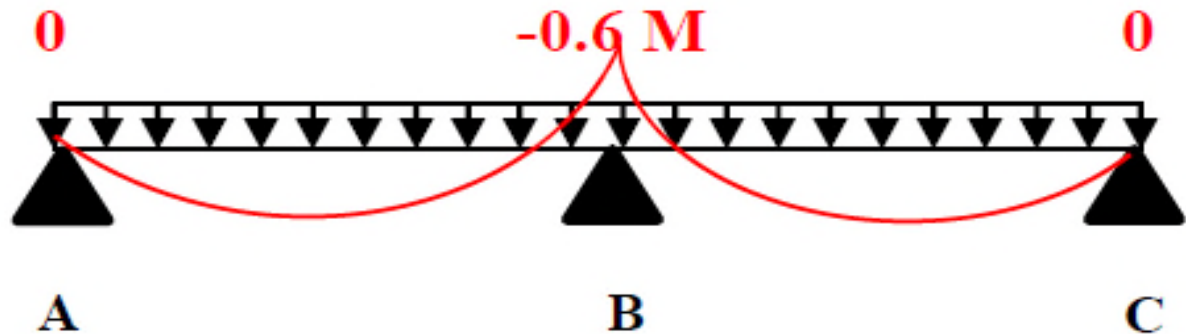


FIG. III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2

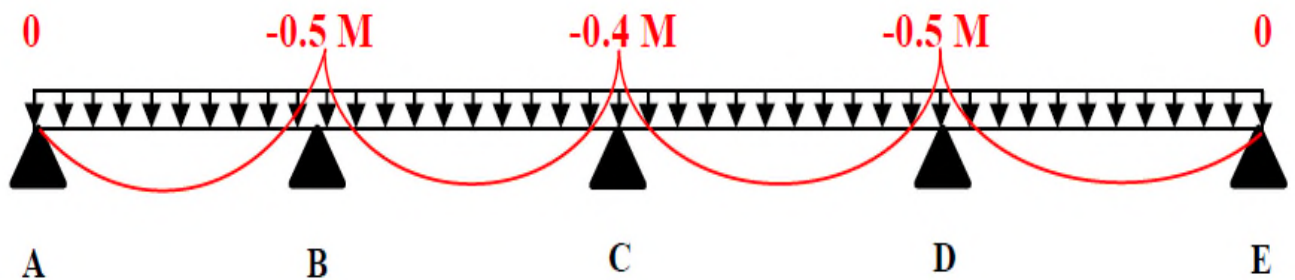


FIG. III.2. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et :

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

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

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

❖ Evaluation de l'effort tranchant :

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

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

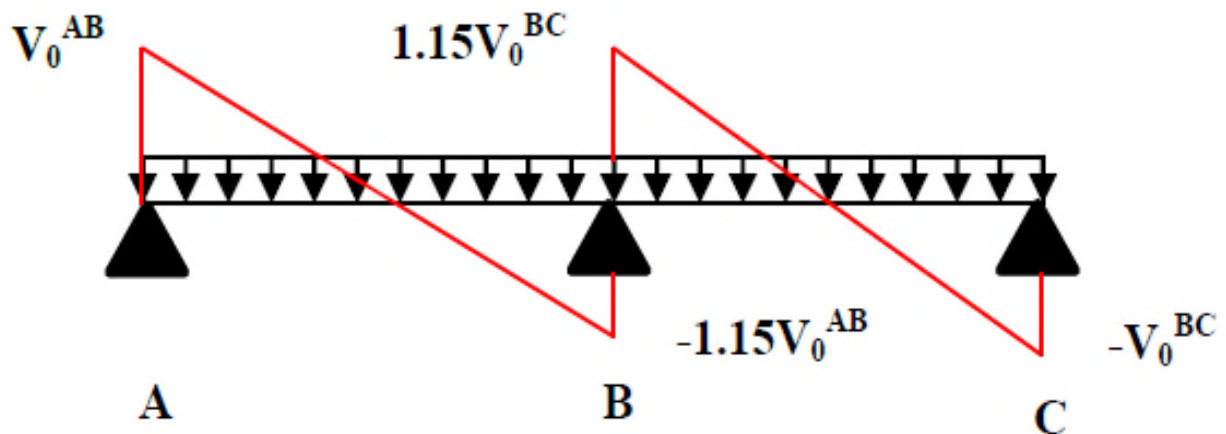


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

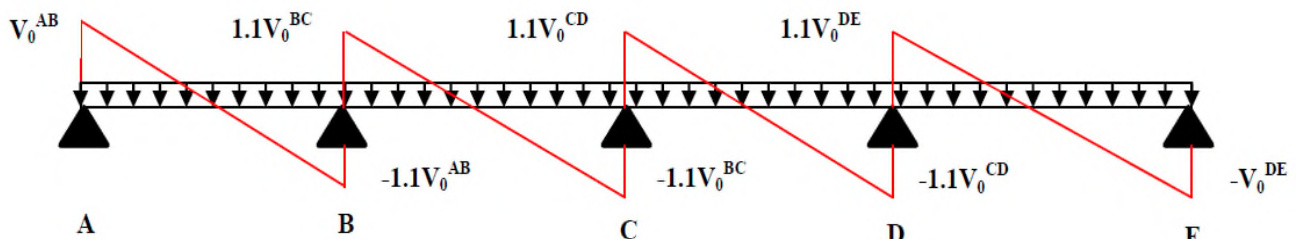


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

III.1.2.1.3. Méthode de Caquot

a. 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.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Evaluation des moments

✓ En appuis

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

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

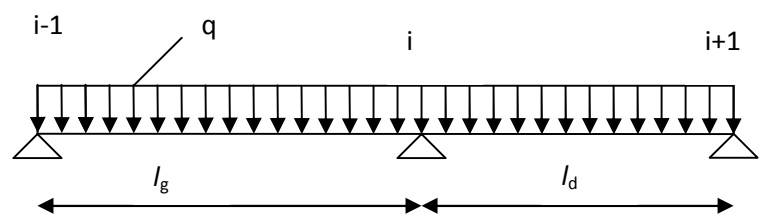


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

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

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ En travée

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

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

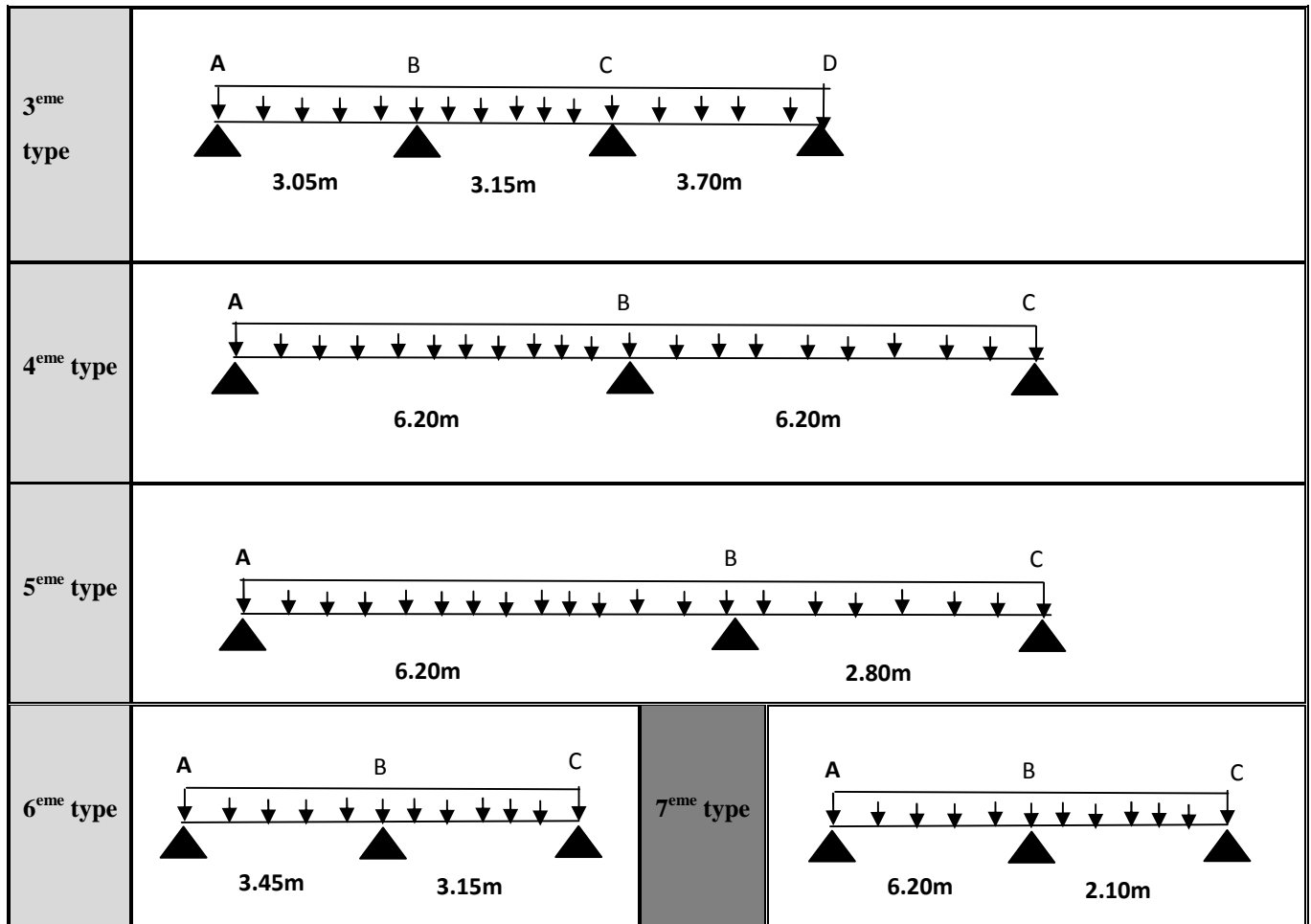
$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

III.1.2.1.4. Différentes types de poutrelles

Tableau .III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{ere} type	
2 ^{eme} type	



a. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.85	1.00	10.74	6.98	7.85	5.10
Étages courant et RDC(2)	5.65	1.50	9.88	6.42	7.15	4.65
RDC(1) et sous-sol	5.65	5	15.13	9.83	10.65	6.92

b. Calcul des sollicitations

➤ Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 4 du plancher d'étage courant et types 1 du plancher RDC(1) et sous-sol, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 4 du plancher d'étage courant et RDC(2) :**

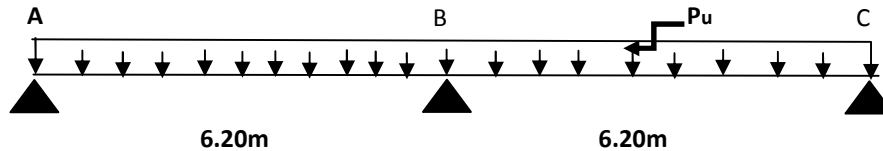


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 4

• **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant et RDC(2) : $G=5.65\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- ✓ $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.65, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2$vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant}$ vérifiée.
- ✓ $Li / li+1 = 6.20/6.20 = 1$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- ✓ $F.P.N$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

❖ **Calcul des sollicitations**

$P_u = 6.42 \text{ KN/m}$, $P_s = 4.65 \text{ KN/m}$

$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• **Calcul des moments isostatique :**

• **À l'ELU :**

✓ **Travées AB .BC**

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 30.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = 30.85 \text{ KN.m}$$

• A L'ELS

✓ Travées AB .BC

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 22.34 KN.m$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = 22.34 KN.m$$

✓ Moments sur les appuis.

▪ Appuis de rive.

$$M_A = M_C = 0$$

Remarque :

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

▪ Appuis intermédiaires

• A L'ELU

$$M_B = -0.6 \times M_0 \Rightarrow M_B = -18.51 KN.m$$

• A L'ELS

$$M_B = -0.6 \times M_0 \Rightarrow M_B = -13.40 KN.m$$

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travées de rives} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travées intermédiaires} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.56} \Rightarrow \alpha = 0.212$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1.064 ; \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.632 ; \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.532$$

- A L'ELU

- Travée de rive AB

$$(1) : M_t + \frac{0 + 18.51}{2} \geq \max \begin{cases} 1.064 \times 30.85 \\ 1,05 \times 30.85 \end{cases}$$

Donc : $M_t = 23.57 \text{KN.m}$

$$(2) : M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.212)30.85}{2} = 19.5$$

$M_t \geq 19.5 \text{KN.m}$

$$M_t = \text{Max} (M_{t(1)} ; M_{t(2)})$$

On adopte: $M_t = 23.57 \text{KN.m}$

- Travée de rive BC

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment : $M_t = 23.57 \text{KN.m}$

- A L'ELS

- Travée de rive AB

$$(1) : M_t + \frac{0 + 13.40}{2} \geq \max \begin{cases} 1.064 \times 22.34 \\ 1,05 \times 22.34 \end{cases}$$

Donc : $M_t = 17.07 \text{KN.m}$

$$(2) : M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.212)22.34}{2} = 14.11 \text{KN.m}$$

$M_t \geq 14.11 \text{KN.m}$

$$M_t = \text{Max} (M_{t(1)} ; M_{t(2)})$$

On adopte: $M_t = 17.07 \text{KN.m}$

- Travée de rive BC

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment : $M_t = 17.07 \text{KN.m}$

✓ Les efforts tranchants

• A L'ELU

L'effort tranchant isostatique a l'ELU : $V_0 = \frac{pu \times L}{2}$

On calcul V_0 pour chaque travée :

▪ Travée AB

$$V_A = \frac{pu \times L}{2} = \frac{6.42 \times 6.20}{2} = 19.90 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{pu \times L}{2} = -1.15 \frac{6.42 \times 6.20}{2} = -22.89 \text{ KN}$$

▪ Travée BC

$$V_B = 1.15 \frac{pu \times L}{2} = 1.15 \frac{6.42 \times 6.20}{2} = 22.89 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{pu \times L}{2} = -\frac{6.42 \times 6.20}{2} = -19.90 \text{ KN}$$

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant et RDC(2) (type 4)

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	6.20	6.42	0	-18.51	23.57	19.90	-22.89
B-C	6.20	6.42	-18.51	0	23.57	22.89	-19.90

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant et RDC(2) (type 4)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
A-B	6.2	4.65	0	-13.40	17.07
B-C	6.2	4.65	-13.40	0	17.07

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC(1) et sous-sol (type 4)

Travée	L' (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	6.20	9.83	0	-28.35	39.72	30.48	-35.05
B-C	6.20	9.83	-28.35	0	39.72	35.05	-30.48

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC(1) et sous-sol (type 4)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	6.20	6.92	0	-19.95	27.96
B-C	6.20	6.92	-19.95	0	27.96

➤ Exemple de calcul d'une poutrelle type 3 du plancher RDC (1) et sous-sol :

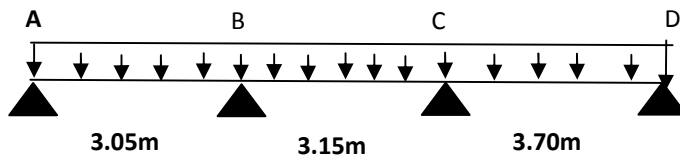


Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle type 3

• Choix de la méthode de calcul

Pour plancher d'étage courant et RDC(2) : $G=5.65\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$

• Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.65, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2$vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant}$ vérifiée.
- ✓ $l_i / l_{i+1} = 3.15/3.70 = 0.85$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- ✓ F.P.Nvérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

- **Calcul des sollicitations** : On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC(1) et sous-sol (type 3)

Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	P _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.05	11.43	9.83	0	-6.1	9.99	14.99	-16.49
B-C	3.15	12.20	9.83	-6.1	-8.41	6.95	17.03	-17.03
C-D	3.70	16.83	9.83	-8.41	0	14.98	20.01	-18.19

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC(1) et sous-sol (type 3)

Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	3.05	8.05	6.92	0	-4.29	7.03
B-C	3.15	8.58	6.92	-4.29	-5.29	4.89
C-D	3.70	11.84	6.92	-5.92	0	10.55

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 1 du plancher RDC (1) et sous-sol :**

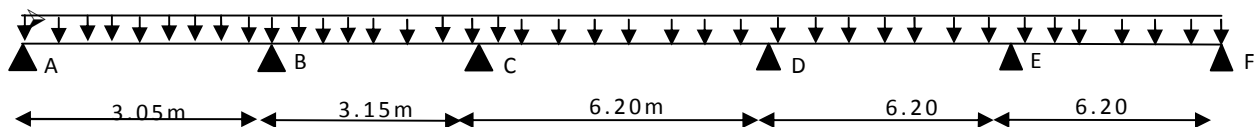


Figure III.8. Schéma statique de la poutrelle type 1

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Pour le plancher RDC (1) et sous-sol: $G=5.65\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$.

- ✓ ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).....Vérifiée.
- ✓ $(3.15/ 6.20) = 0.50 < 0.80$n'est pas Vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciablevérifié.
- ✓ Poutres à inertie transversale constantevérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minoré** c.à.d. On minore G par un coefficient de (2/3) pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

• **Calcul des sollicitations**

$$\text{À l'ELU} : q_u' = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q \quad \text{et} \quad p_u' = 0.65 \times q_u'$$

$$\text{À l'ELS} : q_s' = G' + Q \quad \text{et} \quad p_s' = 0.65 \times q_s'$$

$$\text{On a : } G = 5.56 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2, G' = 3.76 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } P_u = 9.83 \text{ KN/m}, P_s = 6.92 \text{ KN/m}$$

$$\text{Et : } P_u' = 8.18 \text{ KN/m}, P_s' = 5.69 \text{ KN/m}$$

• **Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g' + L_d')} \quad \text{Avec :}$$

p_g, p_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.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0.8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

• **Calcul des longueurs fictives**

$$L_{AB}' = L_{AB} = 3.05 \text{ m}$$

$$L_{BC}' = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L_{BC}' = 0.8 \times 3.15 = 2.52 \text{ m}$$

$$L_{CD}' = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L_{CD}' = 0.8 \times 6.20 = 4.96 \text{ m}$$

$$L_{DE}' = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L_{DE}' = 0.8 \times 6.20 = 4.96 \text{ m}$$

$$L_{EF}' = L_{EF} = 6.20 \text{ m}$$

• **Les moments aux appuis**

• **A l'ELU**

$$P_u' = 8.18 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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

$$M_B = -\frac{8.18 \times (3.05^3 + 2.52^3)}{8,5 \times (3.05 + 2.52')} = -7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{8.18 \times (2.52^3 + 4.96^3)}{8,5 \times (2.52 + 4.96')} = -17.75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{8.18 \times (4.96^3 + 4.96^3)}{8,5 \times (4.96 + 4.96')} = -23.67 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{8.18 \times (4.96^3 + 6.20^3)}{8,5 \times (4.96 + 6.20')} = -31.07 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS.**

$$P_u' = 5.69 \text{ KN/m.}$$

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{5.69 \times (3.05^3 + 2.52^3)}{8,5 \times (3.05 + 2.52')} = -5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5.69 \times (2.52^3 + 4.96^3)}{8,5 \times (2.52 + 4.96')} = -12.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5.69 \times (4.96^3 + 4.96^3)}{8,5 \times (4.96 + 4.96')} = -16.49 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{8.18 \times (4.96^3 + 6.20^3)}{8,5 \times (4.96 + 6.20')} = -21.64 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux travées**

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

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

M_0 : Moment statique.

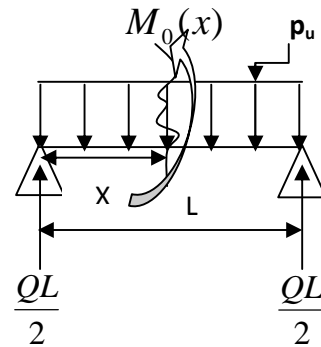
$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$



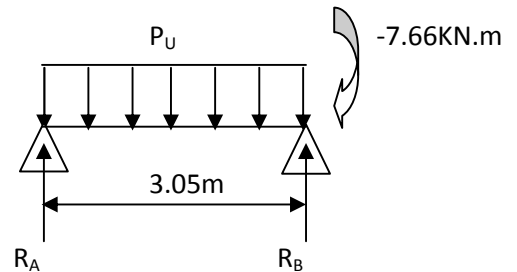
✓ Travée AB

• A l'ELU

$$x = \left(\frac{3.05}{2} \right) - \frac{7.66}{9.83 \times 3.05} = 1.269m$$

$$M(1.269) = \frac{9.83 \times 1.269 \times (3.05 - 1.269)}{2} - \frac{7.66 \times 1.269}{3.05} = 7.92KN.m$$

$$M_{tAB}^{\max} = 7.92KN.m$$

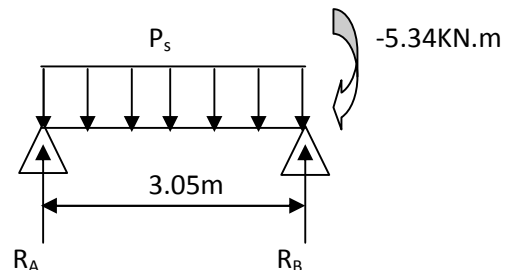


• A l'ELS

$$x = \left(\frac{3.05}{2} \right) - \frac{5.34}{6.92 \times 3.05} = 1.269m$$

$$M(1.269) = \frac{6.92 \times 1.269 \times (3.05 - 1.269)}{2} - \frac{5.34 \times 1.269}{3.05} = 5.60KN.m$$

$$M_{tAB}^{\max} = 5.60KN.m$$



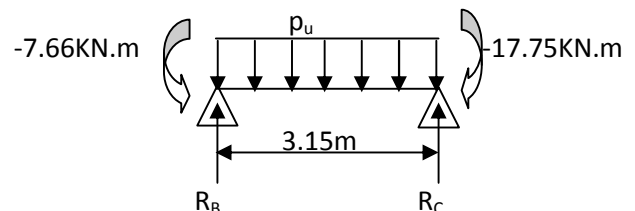
✓ Travée BC

• A l'ELU

$$x = \left(\frac{3.15}{2} \right) - \frac{-7.66 + 17.75}{9.83 \times 3.15} = 1.249m$$

$$M(1.249) = \frac{9.83 \times 1.249 \times (3.15 - 1.249)}{2} - 7.66 \times \left(1 - \frac{1.249}{3.15}\right) - \frac{17.75 \times 1.249}{3.15} = 0.005KN.m$$

$$M_{tBC}^{\max} = 0.005KN.m$$

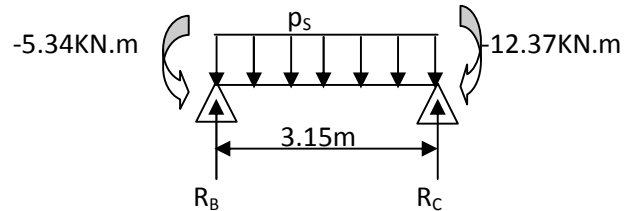


• A l'ELS

$$x = \left(\frac{3.15}{2} \right) - \frac{-5.34 + 12.37}{6.92 \times 3.15} = 1.249m$$

$$M(1.249) = \frac{6.92 \times 1.249 \times (3.15 - 1.249)}{2} - 5.34 \times \left(1 - \frac{1.249}{3.15} \right) - \frac{12.37 \times 1.249}{3.15} = 0.09 KN.m$$

$$M_{iBC}^{max} = 0.09 KN.m$$



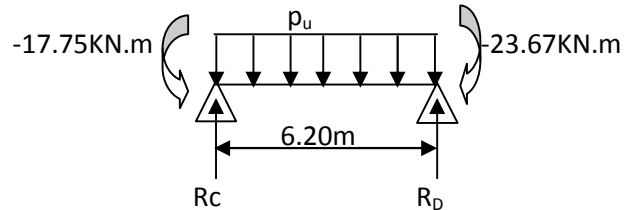
✓ Travée CD

• A l'ELU

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-17.75 + 23.67}{9.83 \times 6.20} = 3.003m$$

$$M(3.003) = \frac{9.83 \times 3.003 \times (6.20 - 3.003)}{2} - 17.75 \times \left(1 - \frac{3.003}{6.20} \right) - \frac{23.67 \times 3.003}{6.20} = 26.577 KN.m$$

$$M_{iCD}^{max} = 26.577 KN.m$$

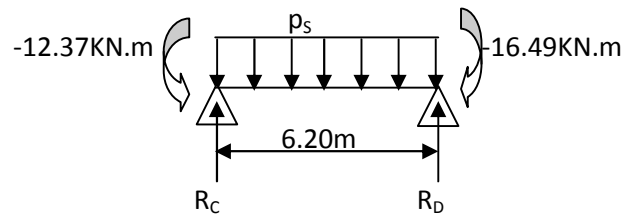


• A l'ELS

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-12.37 + 16.49}{6.92 \times 6.20} = 3.003m$$

$$M(3.003) = \frac{6.92 \times 3.003 \times (6.20 - 3.003)}{2} - 12.37 \times \left(1 - \frac{3.003}{6.20} \right) - \frac{16.49 \times 3.003}{6.20} = 18.86 KN.m$$

$$M_{iCD}^{max} = 18.86 KN.m$$



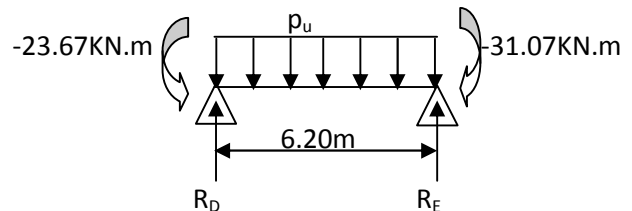
✓ Travée DE

• A l'ELU

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-23.67 + 31.07}{9.83 \times 6.20} = 2.979m$$

$$M(2.979) = \frac{9.83 \times 2.979 \times (6.20 - 2.979)}{2} - 23.67 \times \left(1 - \frac{2.979}{6.20} \right) - \frac{31.07 \times 2.979}{6.20} = 19.945 KN.m$$

$$M_{iDE}^{max} = 19.945 KN.m$$

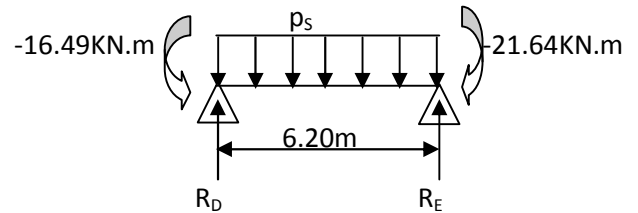


• A l'ELS

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-16.49 + 21.64}{6.92 \times 6.20} = 2.979m$$

$$M(2.979) = \frac{6.92 \times 2.979 \times (6.20 - 2.979)}{2} - 16.49 \times \left(1 - \frac{2.979}{6.20} \right) - \frac{21.64 \times 2.979}{6.20} = 14.246KN.m$$

$$M_{iCD}^{max} = 14.246KN.m$$



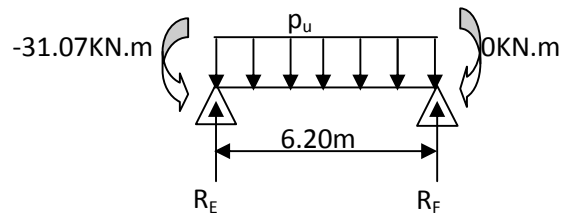
✓ Travée EF

• A l'ELU

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-31.07}{9.83 \times 6.20} = 3.61m$$

$$M(3.61) = \frac{9.83 \times 3.61 \times (6.20 - 3.61)}{2} - 31.07 \times \left(1 - \frac{3.61}{6.20} \right) = 32.988KN.m$$

$$M_{iEF}^{max} = 32.988KN.m$$

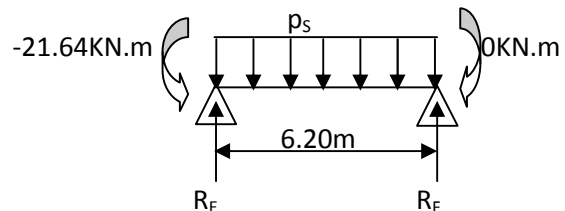


• A l'ELS

$$x = \left(\frac{6.20}{2} \right) - \frac{-21.64}{6.92 \times 6.20} = 3.61m$$

$$M(3.61) = \frac{6.92 \times 3.61 \times (6.20 - 3.61)}{2} - 21.64 \times \left(1 - \frac{3.61}{6.20} \right) = 23.323KN.m$$

$$M_{iEF}^{max} = 23.323KN.m$$



➤ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

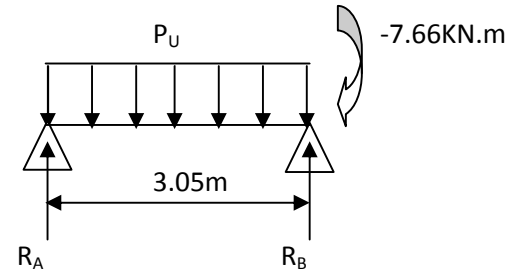
$$V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

✓ Travée AB

• A l'ELU

$$V_A = \frac{9.83 \times 3.05}{2} + \frac{(-7.66)}{3.05} = 12.482 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.83 \times 3.05}{2} + \frac{(-7.66)}{3.05} = -17.509 \text{ KN}$$

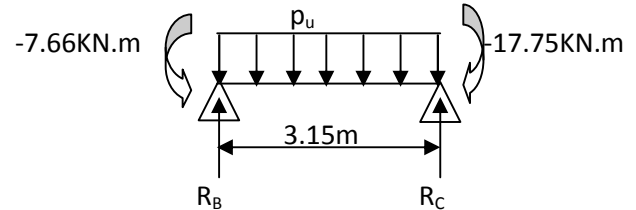


✓ Travée BC

• A l'ELU

$$V_B = \frac{9.83 \times 3.15}{2} + \frac{(-17.75 + 7.66)}{3.15} = 12.283 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.83 \times 3.15}{2} + \frac{(-17.75 + 7.66)}{3.15} = -18.69 \text{ KN}$$

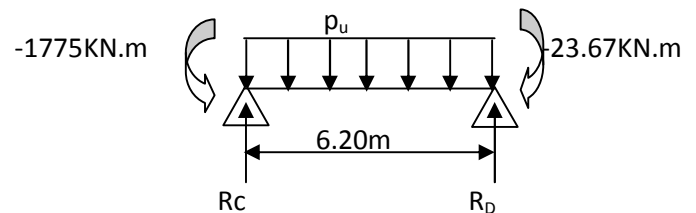


✓ Travée CD

• A l'ELU

$$V_C = \frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(-23.67 + 17.75)}{6.20} = 29.528 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(-23.67 + 17.75)}{6.20} = -31.437 \text{ KN}$$

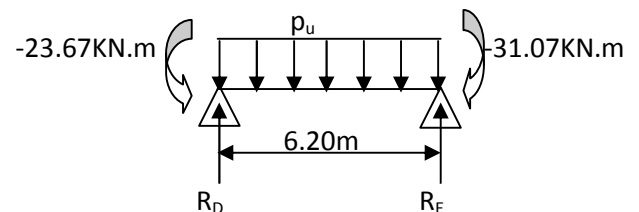


✓ Travée DE

• A l'ELU

$$V_D = \frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(-31.07 + 23.67)}{6.20} = 29.289 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(-31.07 + 23.67)}{6.20} = -31.676 \text{ KN}$$

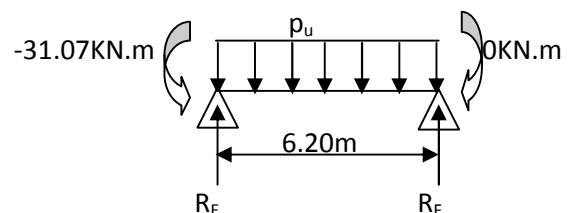


✓ Travée EF

• A l'ELU

$$V_E = \frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(+31.07)}{6.20} = 35.494 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{9.83 \times 6.2}{2} + \frac{(+31.07)}{6.20} = -25.47 \text{ KN}$$



On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type 1)

Travée	L (m)	L' (m)	P' _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.05	3.05	8.18	0	-7.66	7.92	12.482	-17.509
B-C	3.15	2.52	8.18	-7.66	-17.75	0.005	12.283	-18.69
C-D	6.20	4.96	8.18	-17.75	-23.67	26.577	29.528	-31.437
D-E	6.20	4.96	8.18	-23.67	-31.07	19.945	29.289	-31.676
E-F	6.20	6.20	8.18	-31.07	0	32.988	35.494	-25.47

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type 1)

Travée	L (m)	L' (m)	P' _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)
A-B	3.05	3.05	5.69	0	-5,341	5.60
B-C	3.15	2.52	5.69	-5,341	-12,37	0.09
C-D	6.20	4.96	5.69	-12,37	-16,492	18.86
D-E	6.20	4.96	5.69	-16,492	-21,645	14.246
E-F	6.20	6.20	5.69	-21,645	0	23.323

➤ poutrelle type 2 du plancher RDC (1) et sous-sol :

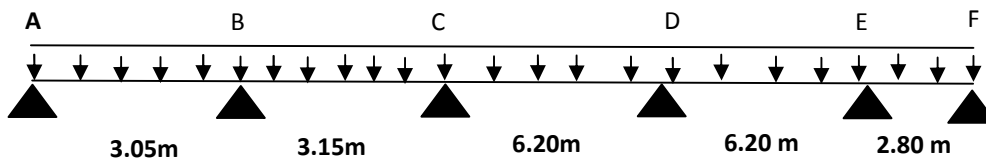


Figure III.9. Schéma statique de la poutrelle type 2

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Pour le plancher RDC (1) et sous-sol: $G=5.65\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$.

- ✓ $(Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2))$Vérifiée.
- ✓ $(3.15/ 6.20) = 0.50 < 0.80$n'est pas Vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciablevérifié.
- ✓ Poutres à inertie transversale constante vérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minoré** c.à.d. On minore G par un coefficient de (2/3) pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

Calcul des sollicitations On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.05	3.05	8.18	0	-7.66	7,922	12.482	-17.509
B-C	3.15	2.52	8.18	-7.66	-17.75	0,005	12.283	-18.69
C-D	6.20	4.96	8.18	-17.75	-23.67	26,577	29.528	-31.437
D-E	6.20	4.96	8.18	-23.67	-17.855	26,527	31.421	-29.544
E-F	2.80	2.80	8.18	-17.855	0	2,777	20.143	-7.389

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type2)

Travée	L (m)	L'	P' _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)
A-B	3.05	3.05	5.69	0	-5,341	5,601
B-C	3.15	2.52	5.69	-5,341	-12,37	0,091
C-D	6.20	4.96	5.69	-12,37	-16,492	18,866
D-E	6.20	4.96	5.69	-16,492	-12.492	18,831
E-F	2.80	2.80	5.69	-12,437	0	1,991

➤ poutrelle type 5 du plancher RDC (1) et sous-sol :

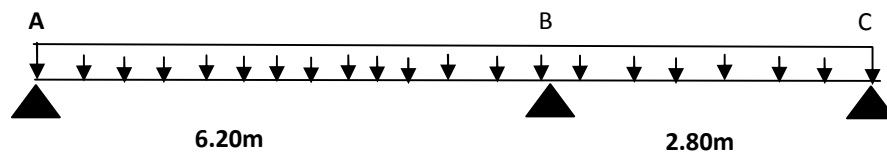


Figure III.10. Schéma statique de la poutrelle type 5

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Pour le plancher RDC (1) et sous-sol: $G=5.65KN/m^2$; $Q=5KN/m^2$.

- ✓ ($Q \leq \text{Min} (2G, 5KN/m^2)$).....Vérifiée.
- ✓ $(6.20/ 2.80) = 2.21 > 1.25$n'est pas Vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciablevérifié.
- ✓ Poutres à inertie transversale constante vérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minoré** c.à.d. On minore G par un coefficient de (2/3) pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

Calcul des sollicitations : On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type 5)

Travée	L (m)	P' _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	6.20	8.18	0	-27.831	34.357	25,993	-34,971
B-C	2.80	8.18	-27.831	0	0.745	23,706	-3,827

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher RDC(1) et sous-sol (type5)

Travée	L (m)	P' _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)
A-B	6.20	5.69	0	-19.387	24,278
B-C	2.80	5.69	-19.387	0	0,553

➤ Poutrelle type 6 du plancher *terrasse*

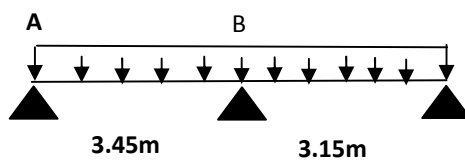


Figure III.11. Schéma statique de la poutrelle type 6

• Choix de la méthode de calcul

Pour plancher d'étage courant et RDC(2) : $G=5.85\text{KN/m}^2$; $Q=1 \text{ KN/m}^2$

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- ✓ $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.85, 1 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant}$ vérifiée.
- ✓ $l_i / l_{i+1} = 3.45/3.15 = 1.09$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- ✓ F.P.Nvérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l’appliquons pour le calcul.

❖ **Calcul des sollicitations :** On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.15.Sollicitations à l’ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type 6)

Travée	L (m)	P_U (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (Nm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.45	6.98	0	-6.24	7.80	12.05	-13.85
B-C	3.15	6.98	-6.24	0	5.60	12.65	-11.00

Tableau III.16.Sollicitations à l’ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 6)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (Nm)
A-B	3.45	5.10	0	-4,555	5,694
B-C	3.15	5.10	-4,555	0	4,368

➤ **poutrelle type 7 du plancher d’étage courant et RDC(2) :**

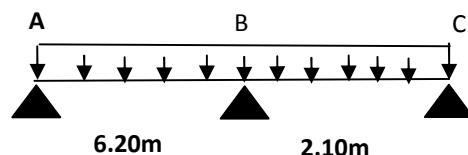


Figure III.12. Schéma statique de la poutrelle type 7

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Pour plancher d'étage courant et RDC(2) : $G=5.65\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$

- ✓ $(Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2))$Vérifiée.
- ✓ $(6.20/ 2.10) = 2.95 > 1.25$n'est pas Vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciablevérifié.
- ✓ Poutres à inertie transversale constantevérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minoré** c.à.d. On minore G par un coefficient de (2/3) pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

❖ **Calcul des sollicitations :** On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher d'étage courant et RDC(2)

(type 7)

Travée	L (m)	P' _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	6.20	4.768	0	-16.73	23.049	17.20	-22.60
B-C	2.10	4.768	-16.73	0	0.117	14.70	1.22

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher d'étage courant et RDC(2)

(type7)

Travée	L (m)	P' _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)
A-B	6.20	3.42	0	-12.01	16.73
B-C	2.10	3.42	-12.01	0	0,076

III.1.2.1.5. les Sollicitations maximales

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Les sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau

Tableau III.19. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau

Plancher	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire	
Terrasse inaccessible	6	-1.56	-6.24	7.80	13.85	-1.13	-4.55	5.694
RDC(1) Et Sous-sol	1	-5.89	-31.07	32.98	35.49	-4.10	-21.64	23.323
	2	-1.43	-23.67	26.577	31.43	-0.99	-16.49	18.86
	3	-2.52	-8.41	14.98	20.01	-1.77	-5.92	10.55
	4	-7.08	-28.35	39.72	35.05	-4.98	-19.95	27.96
	5	-5.89	-27.83	34.357	34.97	-4.10	-19.387	24.27
Etage courant ET RDC(2)	4	-4.62	-18.51	23.57	22.89	-3.35	-13.40	17.07
	7	-3.43	-16.73	23.049	22.60	-2.46	-12.01	16.73

➤ Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Tableau III.20. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Plancher	Etats limites						
	ELU				ELS		
	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire	
Terrasse inaccessible	-1.56	-6.24	7.80	13.85	-1.13	-4.55	5.694
RDC(1) Et Sous-sol	-7.08	-31.07	39.72	35.49	-4.98	-21.64	27.96
Etage courant ET RDC(2)	-4.62	-18.51	23.57	22.89	-3.35	-13.40	17.07

III.1.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

➤ **Exemple de ferrailage (plancher Du RDC(1) et Sous-sol)**

a) En travée

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 39.72 \text{ KN.m} \quad V_u = 35.49 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 6 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad b_0 = 16 \text{ cm}$$

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

Calcul de M_{TU}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.06 \times 14.2 \times \left(0.24 - \frac{0.06}{2} \right) = 0.116 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.116 MN.m$$

$$M_t^{\max} = 39.72 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{39.72 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.24^2} = 0.074 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0, \Rightarrow \text{pas de ferrailage dans la zone comprimé}$$

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.097$$

$$Z = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.097) = 0.2306 m$$

$$A_t = \frac{39.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2306} = 4.95 \times 10^{-4} m^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 4.95 cm^2$$

➤ **Verification**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2 < A_t$$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow$ Vérifié donc on ferraille avec A_t

On choisit: $A_t = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 5.34 \text{ cm}^2$

b) En appui➤ **appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{\text{int}} = 31.07 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{31.07 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.238 > 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74\%$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \xi_l} = 0.668$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.3916$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ pas de ferrailage dans la zone comprimé

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.238}) = 0.345$$

$$Z = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.345) = 0.206 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{3.07 \times 10^{-3}}{348 \times 0.206} = 4.31 \times 10^{-4} m^2$$

Donc:

$$A_t = 4.31 cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{400} = \frac{0.23 \times 0.16 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 0.46 cm^2 < A_t$$

On choisit : A = 3HA14=4.62cm²

➤ **appui de rive :**(calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 7.08 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.08 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

On a: $\mu_l = 0.3916$

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

Calcul de A_a

$$A_a = \frac{M_a^{rev}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et } z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069$$

$$z = 0.24(1 - 0.4 \times 0.069) = 0.233\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{7.08 \times 10^{-3}}{0.233 \times 348} = 0.87\text{cm}^2 > A_{\min}$$

On choisit: $A = 1\text{HA}12 = 1.13\text{cm}^2$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Calcul des armatures principales

	Élément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{Adopte} (cm^2)
plancher Terrasse	Travée	7.80	0.014	0.018	0.2382	0.94	1.88	3HA10=2.37
	Appui	6.24	0.047	0.061	0.2341	0.76	0.46	2HA10=1.58
	Intermédiaire							
	Appui de rive	1.56	0.0119	0.015	0.2386	0.18	0.46	1HA10=0.79
Étage Courant Et RDC(2)	Travée	23.57	0.044	0.056	0.234	2.88	1.88	3HA12 =3.39
	Appui	18.51	0.14	0.192	0.2216	2.40	0.46	1HA14+1HA12 =2.67
	Intermédiaire							
Appui de rive	4.62	0.03	0.045	0.235	0.56	0.46	1HA10=0.79	

RDC(1) Et Sous-sol	Travée	39.72	0.074	0.097	0.2306	4.95	1.88	2HA12 + 2HA14=5.34
	Appui Intermédiaire	31.07	0.238	0.345	0.206	4.31	0.46	3HA14=4.62
	Appui de rive	7.08	0.054	0.069	0.233	0.87	0.46	1HA12=1.13

❖ Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

$$V_u = 35.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{35,49 \times 10^{-3}}{0,16 \times 0,24} = 0.925 \text{ MPA} \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée. (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ Choix des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \Phi_L, \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

On adopte un épingle Φ_6 avec $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

➤ L'espacement :

- $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 21 \text{ cm} \dots (1)$

- $St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

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

- $S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0.57 \frac{0.8 \times 400}{16(1.23 - 0.3 \times 2.1)}$

$\Rightarrow St = 19 \text{ cm} \dots (2)$

- $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 16}$

$\Rightarrow St = 35\text{cm} \dots (3)$

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

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

▪ **Appui intermédiaire**

$A_l = 5.34 + 4.62 = 9.96\text{cm}^2$

On doit vérifier que :

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$ (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$A_l \geq \frac{1.15}{400} (35.49 - \frac{31.07}{0.9 \times 0.24}) 10^{-3} = -3.11\text{cm}^2$ Vérifiée

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les armatures longitudinales A_l)

▪ **Appui de rive**

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

$A_l = 5.34 + 1.13 = 6.47\text{ cm}^2$

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 35.49 \cdot 10^{-3} = 1.02\text{cm}^2$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$A_l \geq 1.02\text{cm}^2$ Vérifiée

➤ **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{35.49 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.16}{2} \right)}{0.9 \times 0.24 \times 0.65 \times 0.06} = 1.03\text{MPa}$ (Art A.5.3.2 [1])

$\tau_u = 1.03\text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée (Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• Vérification de la bielle dans le béton

La condition à vérifier est : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 24 = 21.6 \text{ cm}$

$V_u = 0.03549 \text{ MN} < 0.267 \times 0.216 \times 0.16 \times 25 = 0.230 \text{ MN}$

Vérifiée

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales	
					Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \Phi_L; \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_c}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$
plancher Terrasse	$\tau_u = 0.36 \text{ MPA}$ Vérifiée	un épingle Φ_6 avec $A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.4 \text{ MPA}$ Vérifiée	$A_l = 3.95 \text{ Cm}^2$ $A_l \geq -0.43 \text{ Cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 3.16 \text{ Cm}^2$ $A_l \geq 0.39 \text{ Cm}^2$ Vérifiée
RDC(2) Et Etage courant	$\tau_u = 0.6 \text{ MPA}$ Vérifiée	un épingle Φ_6 avec $A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.66 \text{ MPA}$ Vérifiée	$A_l = 6.06 \text{ Cm}^2$ $A_l \geq -1.80 \text{ Cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 4.18 \text{ Cm}^2$ $A_l \geq 0.65 \text{ Cm}^2$ Vérifiée

RDC(1) Et Sous-sol	$\tau_u = 0.93 \text{MPa}$	un épingle Φ_6		$\tau_u = 1.03 \text{MPa}$	$A_l = 9.96 \text{Cm}^2$	$A_l = 6.47 \text{Cm}^2$
	Vérifiée	avec $A_t = 2\text{HA}6 =$ 0.57cm^2	St = 15cm	Vérifiée	$A_l \geq -3.11 \text{Cm}^2$ Vérifiée	$A_l \geq 1.02 \text{Cm}^2$ Vérifiée

❖ **Vérifications à l'ELS** : les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de Montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.79 \text{cm}^2$.

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

On doit vérifier que :

Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (Art A.4.5.2 [1]).

✓ **En travée :**

$M_t^{max} = 27.96 \text{KN.m}$

- Position de l'axe neutre

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$

$H = 0.65 \times \frac{0.06^2}{2} - 15 \times 5.34 \times 10^{-4} \times (0.24 - 0.06) \Rightarrow H = -2.718 \times 10^{-4} < 0$

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

• **Calcul de y**

$A' = 0$

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

$\frac{0.16}{2} \times y^2 + [(0.65 - 0.16) \times 0.06 + 15 \times 5.34 \times 10^{-4}] \times y - [(0.65 - 0.16) \times \frac{0.06^2}{2} + 15 \times 5.34 \times 10^{-4} \times 0.24] = 0$

$0.08y^2 + 0.037y - 0.0028 = 0$

$\Delta = 0.0023 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.047$

$$y = \frac{-0.037 \pm 0.047}{2 \times 0.08} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.066m \\ y_2 = -0.54m \end{cases}$$

On prend : $y = 0.066m = 6.6cm$

- **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = \frac{0.65 \times 0.066^3}{3} - (0.65 - 0.16) \times \frac{(0.066 - 0.06)^3}{3} + 15 \times 5.34 \times 10^{-4} \times (0.24 - 0.066)^2$$

$$\Rightarrow I = 3.05 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{27.96 \times 10^{-3}}{3.05 \times 10^{-4}} \times 0.066 = 6.05 MPa \text{ (CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa.$$

Vérifiée

- ✓ **En appuis intermédiaires**

$$M_t^{\max} = -21.64 KN.m$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{0.16}{2} y^2 + 15 \times 4.62 \times 10^{-4} y - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times 0.24 = 0$$

$$0.08y^2 + 0.0069y - 0.00166 = 0$$

Après résolution de l'équation: $y = 0.10m = 10cm$

- **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = \frac{0.16 \times 0.1^3}{3} + 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times (0.24 - 0.1)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.9 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{21.64 \times 10^{-3}}{1.9 \times 10^{-4}} \times 0.1 = 11.38 \text{ MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Vérifiée

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Vérification des contraintes à l'E.L.S

	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Plancher	Travée	5.69	4.6	1.55×10^{-4}	1.69	15	vérifié
	Appui	4.55	7	8.67×10^{-5}	3.67	15	Vérifié
RDC(2) Et Etage courant	Travée	17.07	5.4	2.1×10^{-4}	4.4	15	Vérifié
	Appui	13.40	8.75	1.28×10^{-4}	9.10	15	Vérifié
RDC(1) Et Sous- sol	Travée	27.96	6.6	3.05×10^{-4}	6.05	15	Vérifié
	Appui	21.64	10	1.9×10^{-4}	11.38	15	vérifié

➤ **Etat limite de déformation**

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

• **Evaluation de la flèche (CBA 93 Article B.6.5.3).**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{26}{620} = 0.041 < \frac{1}{16}$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{620}{500} = 1.24 \text{ cm}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

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

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre: $y = 0.066 \text{ m} = 6.6 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 26^3}{12} + 15 \times 5.34 \times \left(24 - \frac{26}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 10489543 \text{ cm}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{5.34}{16 \times 24} \Rightarrow \rho = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

Les contraintes

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

• **Inerties fictives (I_f)**

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

si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 4.25 = 2.76 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.65 = 3.67 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.65 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.92 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.76 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.67 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 13.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.92 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 24.93 \text{ KN.m}$$

$$y = 6.6 \text{ cm} \quad ; \quad A_s = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$I = 30500 \text{ Cm}^4 \quad I_0 = 10489543 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.16}{0.65}) \times 0.014} \Rightarrow \lambda_i = 2.74$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.74 \Rightarrow \lambda_v = 1.1$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{9.94 \times (0.24 - 0.066) \times 10^{-3}}{30500 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 85.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{13.22 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.066)}{30500 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 113.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{24.93 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.066)}{30500 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 213.34 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 85.06 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.46 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 113.12 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.56 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 213.34 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.73 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 104895.43}{1 + (2.74 \times 0.46)} \Rightarrow I_{ij} = 51046.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 104895.43}{1 + (2.74 \times 0.56)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 45527.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 104895.43}{1 + (2.74 \times 0.73)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 38459.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times 104895.43}{1 + (1.1 \times 0.56)} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 71401.58 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{9.94 \times 10^{-3} \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 51046.26 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0023 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{13.22 \times 10^{-3} \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 45527.53 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0034 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{24.93 \times 10^{-3} \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 38459.09 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0077 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{13.22 \times 10^{-3} \times 6.2^2}{10 \times 10721.4 \times 71401.58 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0066 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0066 - 0.0023 + 0.0077 - 0.0034 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0086 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.86 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.24 \text{ cm}$$

Vérifiée

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation.

Etage		Plancher RDC(1) Et SOUS-SOL	Plancher RDC(2) Et étages courants
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	2.76	2.76
	q_{gser} (KN/m)	3.67	3.67

	q_{pser} (KN/m)	6.92	4.32
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	9.94	9.94
	M_{gser} (KN.m)	13.22	13.22
	M_{pser} (KN.m)	24.93	15.56
	I_0 (Cm ⁴)	104895.43	101356.18
	ρ	0.014	0.008
	λ_i	2.74	4.79
	λ_v	1.1	1.9
	σ_{sj} (Mpa)	85.06	132.06
	σ_{sg} (Mpa)	113.34	175.63
	σ_{sp} (Mpa)	213.34	207.92
	μ_j	0.46	0.41
	μ_g	0.56	0.52
	μ_p	0.73	0.58
	I_{ij}^f (Cm4)	51046.26	37616.58
	I_{ig}^f (Cm4)	45527.53	31938.75
	I_{ip}^f (Cm4)	38459.09	29509.23
	I_{vg}^f (Cm4)	71401.58	56082.39

f_{ji} (m)	0.0023	0.0031
f_{gi} (m)	0.0034	0.0049
f_{pi} (m)	0.0077	0.0063
f_{gv} (m)	0.0066	0.0084
Δf (cm)	0.86	0.67
f_{adm} (cm)	1.24	1.24
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

Pour le plancher terrasse la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

III.1.2.1.7. Ferrailage de la dalle de compression

• Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6 / \text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{cases} \begin{cases} A_{//} = 4\phi_6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

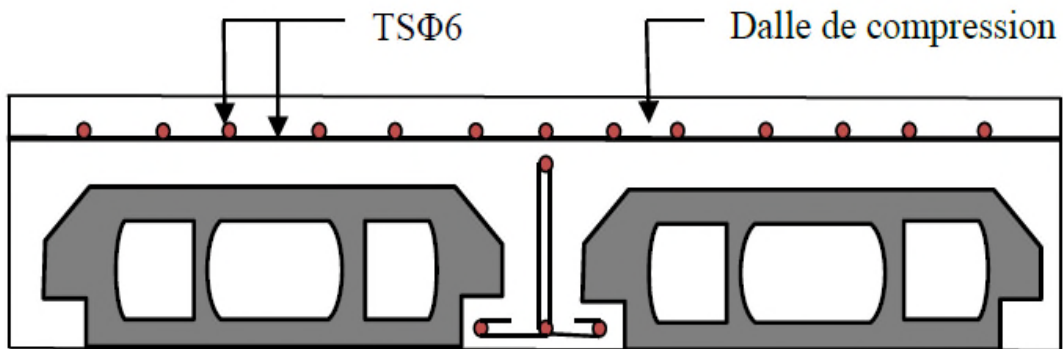
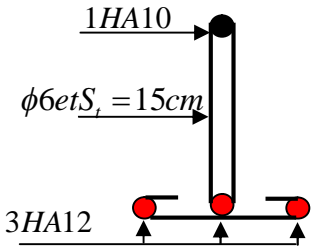
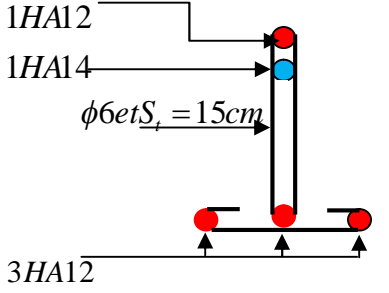
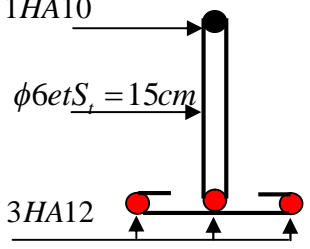
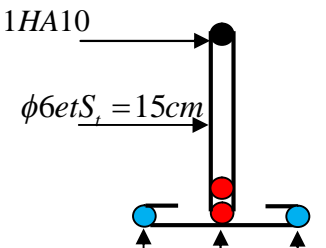
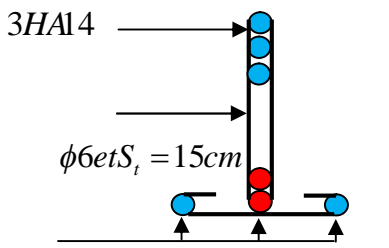
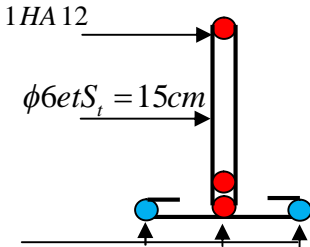


Figure III.1 3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.2.1.8. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.25. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse			

<p>PLANCHER RDC(2) Et Etage courant</p>	 <p>1HA10 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 3HA12</p>	 <p>1HA12 1HA14 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 3HA12</p>	 <p>1HA10 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 3HA12</p>
<p>PLANCHER RDC(1) Et SOUS-SOL</p>	 <p>1HA10 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 2HA14 + 2HA12</p>	 <p>3HA14 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 2HA14 + 1HA12</p>	 <p>1HA12 $\phi 6 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$ 2HA14 + 1HA12</p>

III-2 Etude des dalles pleines :

III.2.1. Définition :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (cas d'un balcon).

III.2.2. Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles :

1. Dalle sur deux appuis perpendiculaire.
 2. Dalle sur trois appuis.
- On se contentera d'étudier la dalle qui est la plus défavorable et ça sera le même ferrailage pour les autres types.

III.2.2.1. Dalle pleine sur deux appuis :

Epaisseur : $e=14\text{cm}$

Charge permanente : $G = 4.65 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = \begin{cases} 1.35 \times 4.65 + 1.5 \times 3.5 = 11,53 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.65 + 3,5 = 8.15 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

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

$L_y = 2,75\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

$\nu = 0$ et $\rho = 0.54$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ et $\nu = 0$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$ et $\nu = 0.2$

➤ Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0908 \times 11.53 \times 1.5^2 = 2,36 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0948 \times 8.15 \times 1,5^2 = 1.74 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2,06 = 0,59 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2948 \times 2.73 = 0.70 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

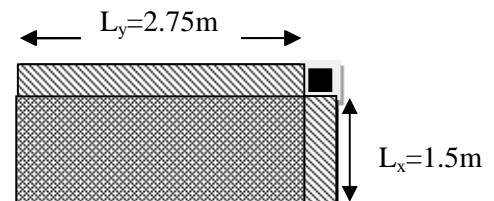


Figure III.14 : panneau de dalle sur 2appuis

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement : (panneaux de rive)

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 2,01KN.m \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0,59KN.m \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1,48KN.m \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0,5KN.m \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -0.71KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.52.KN.m . \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

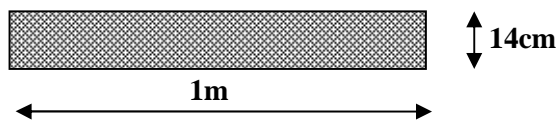


Figure III.15: Schéma de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de ferrailage son résumée dans ce tableaux

Tableau III.26.Ferrailage de la dalle plein

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	2,01	0,0117	0,014	0,109	0,528	1,33	4T8=2,01
	Selon y	0,59	0,0034	0,0042	0,11	0,154	1,33	4T8=2,01
En appui	Sens x, sens y	0.71	0,0041	0,0050	0,11	0,186	1,33	4T8=2.01

➤ **Calcul de l'espacement des armatures :**

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t = 25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t = 25cm$

➤ **Vérification l'E.L.U :**

• **L'effort tranchant :**

Selon X :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_x}{3} = 5.76KN$$

Selon y :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 12,48KN$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,113MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \text{ Vérifier}$$

• **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

En travée :

$$A_x^t = 2,01cm^2 / ml > 1.33cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2,01cm^2 / ml > 1.33cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

En appuis :

$$A_x^a = 2,01cm^2 / ml > 1.33cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

$$A' = 0$$

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

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

Tableau.III.27. moment d'inertie (I) et position de l'axe neutre (Y)

Selon :	En travées		En appuis	
L_x	Y = 2,901 cm	I = 2791.11cm ⁴	Y = 2,901 cm	I = 2791.11cm ⁴
L_y	Y = 2,901 cm	I = 2791.11cm ⁴	Y = 2,901 cm	I = 2791.11cm ⁴

Vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant

Tableau.III.28.les vérifications des contraintes dans le béton.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	1,48	2,901	2791.11	1,54	15	Vérifiée
	y-y	0,5	2,901	2791.11	0,52	15	Vérifiée
Appui	x-x						
	y-y	0.52	2,901	2791.11	0,54	15	Vérifiée

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \sigma < \overline{\sigma}_s$$

Vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.III.29.les vérifications des contraintes dans L'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	1,48	2791.11	64.45	Vérifiée
	y-y	0,5	2791.11	21.77	Vérifiée
Appui	x-x	0,52	2791.11	22.64	Vérifiée
	y-y				

- **la flèche :**

Selon X :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,13}{1,5} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,00121 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,086 > 0,085 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,13}{2,75} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,00121 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,047 < 0,085 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La première et la troisième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{275}{500} = 0.55 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 2.901 \text{ cm} \qquad A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad I = 2971.11 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

➤ **Evaluation des moments en travée**

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

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

$$q_{jser} = 3.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 4.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = (4.65 + 3.5) = 8.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.589 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.843 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 1.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.589 = 0.501 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.843 = 0.716 \text{ KN.m}$$

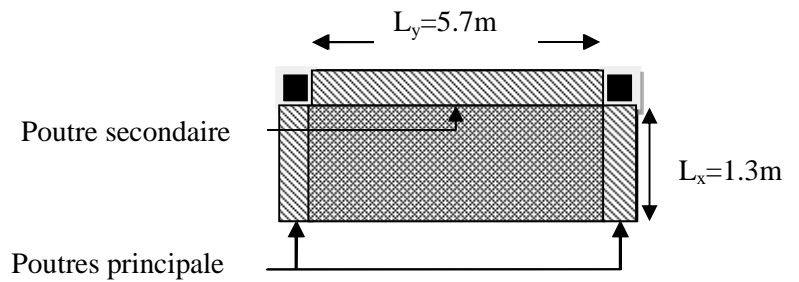
$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.48 = 1.258 \text{ KN.m}$$

		Sens Y-Y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.25
	q_{gser} (KN/m)	4.65
	q_{pser} (KN/m)	8.15
M_{ser}	M_{jser} (KN.m)	0.501

(KN.m)	M_{gser} (KN.m)	0.716
	M_{pser} (KN.m)	1.258
I_0 (Cm ⁴)		11702.2
ρ		0.0018
λ_i		11.67
λ_v		4.66
σ_{sj} (Mpa)		20.49
σ_{sg} (Mpa)		29.28
σ_{sp} (Mpa)		51.44
μ_j		0
μ_g		0
μ_p		0
I_{ij}^f (Cm ⁴)		12872.42
I_{ig}^f (Cm ⁴)		12872.42
I_{ip}^f (Cm ⁴)		12872.42
I_{vg}^f (Cm ⁴)		12872.42
f_{ji} (mm)		0.03
f_{gi} (mm)		0.038
f_{pi} (mm)		0.068
f_{gv} (mm)		0.11
Δf (mm)		0.11
f_{adm} (mm)		5.5
$\Delta f < f_{adm}$		Vérifié

III.2.2.2. dalle pleine sur 3 appuis :

$L_x = 1.3 \text{ m}$
 $L_y = 5.70 \text{ m}$



Epaisseur : $e = 13 \text{ cm}$

Fig. III.16: Dalle pleine sur 3 appuis

$\rho = \frac{1.3}{5.70} = 0,23 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.

➤ Evaluation des charges :

$G = 4.65 \text{ KN/m}$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$. (Dalle plein)

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.65) + 1.5(3.5) = 11.53 \text{ KN/m}$

$P_s = G + Q = 4.65 + 3.5 = 8.15 \text{ KN/m}$

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$V_u = P_u \times l$$

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2}$$

$$M_u = -\frac{11.53 \times 1,3^2}{2} = -9.74 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 11.53 \times 1.3 = 14.99 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{8.15 \times 1,3^2}{2} = -6.88 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 8.15 \times 1.3 = 10.59 \text{ KN}$$

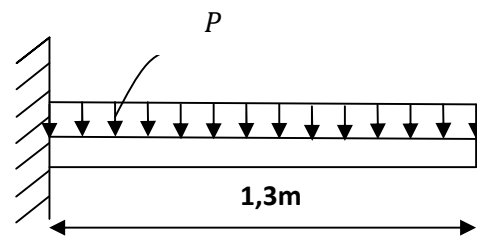


Figure.III.17. Schéma statique de la dalle

III.2.2.2.1. Ferrailage :

• Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 13 \text{ cm}$, $d = 11 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

Tableau III.30. Ferrailage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
9.74	0.0568	0.0732	0.1068	2.6224	4HA12=4.52	30

$$A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}. \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

• armatures secondaires :

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

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

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

$$\text{On opte pour : } S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELU :

• l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : Tel que: $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{14.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

• condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2.$$

$$1,32 < 4.52 \text{ cm}^2. \text{ c'est vérifié.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

- la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = -6.88 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.22 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5.3951 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 149.2 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

- la flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,13}{1,3} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,004 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,0052$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.104 > 0.1$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.2.2.2. Schémas de ferrailage

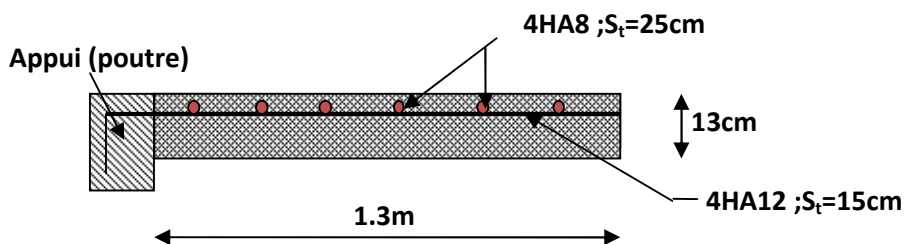


Figure.III.18. schéma de ferrailage de la dalle plein

III.3. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

III.3.1. Escaliers à trois volées (à double palier de repos) au niveau du Sous-sol

III.3.1.1. Partie I (Volée I et III).

1/ Evaluation des charges et surcharges

✓ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G = 8.41 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ La charge permanente sur le palier d'escalier

$$\begin{cases} G = 5.52 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

2/ Calcul à l'ELU:

✓ La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.10 \text{KN/m}$$

✓ La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.20 \text{KN/m}$$

3/ ELS :

$$q_v = G_v + Q = 10.91 \text{KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q = 8.02 \text{KN/m}$$

Tableau III.31. Calcul des charges de l'escalier

	$q_{\text{volée}} (\text{KN/ml})$	$q_{\text{palier}} (\text{KN/ml})$
l'ELU	15,10	11.20
l'ELS	10,91	8.02

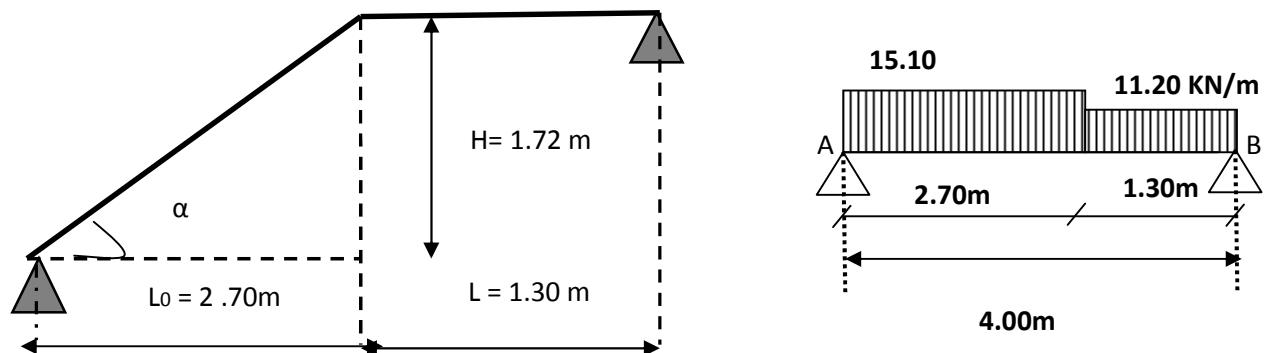


Figure III.19: Schéma statique de la Volée I et III

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

4/Calcul des réactions d'appuis :

✨ A L'ELU

$$\sum F = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = 15.1 \times 2.7 + 11.20 \times 1.30 = 55.33 \text{KN.}$$

$$R_A + R_B = 55.33 \text{KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \leftrightarrow R_B \times 4 = 15.1 \times 2.7 \times \frac{2.7}{2} + 11.20 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.7 \right)$$

$$\Rightarrow R_B = 25.95 \text{KN}$$

$$R_A = 55.33 - R_B \Rightarrow R_A = 29.38 \text{KN}$$

5/Calcul des sollicitations

• Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2.7m$$

$$T(x) = 15.10x - 29.38$$

$$\begin{cases} T(0) = -29.38KN \\ T(2.7) = 11.39KN \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.30m$$

$$T(x) = -11.20x + 25.95$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.95KN \\ T(1.3) = 11.39KN \end{cases}$$

• Moment fléchissant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.7m$$

$$M(x) + \frac{15.1}{2}x^2 - 29.38x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.55x^2 + 29.38x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.7) = 24.28KN.m \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 15.1x - 29.38 = 0$$

$$x = 1.94m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.94) = 28.58KN.m$$

$$0 \leq x \leq 1.30m$$

$$M(x) + \frac{11.2}{2}x^2 - 25.95x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.6x^2 + 25.95x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 24.28KN.m \end{cases}$$

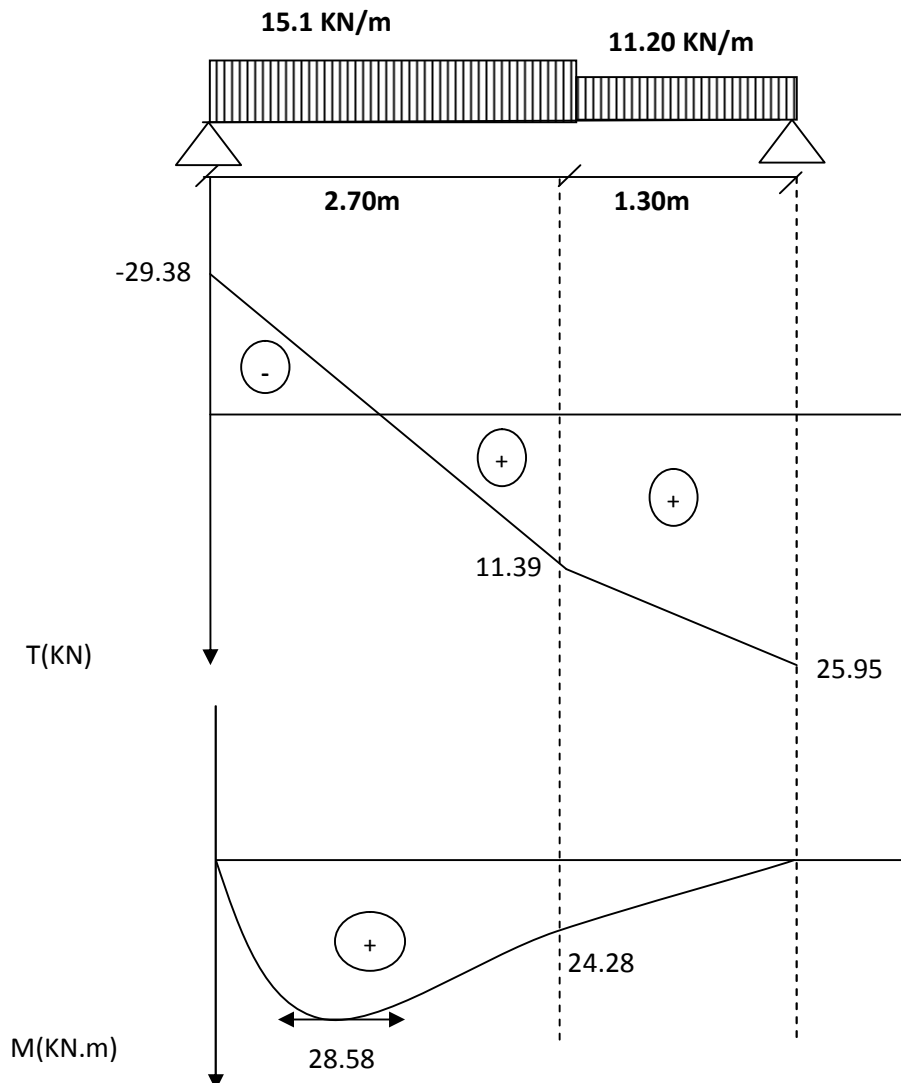


Figure III.20. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M^{\max}(x = 1.94) = 28.58 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 29.38 \text{ KN}$$

$$M_0 = M^{\max} = 28.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 28.58 = 21.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = -0.5 \times 28.58 = -14.29 \text{ KN.m}$$

6/ Ferrailage des escaliers

➤ Volée I et III

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100\text{cm} \quad h = 16\text{cm} \quad d = 14\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.32. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$	S_t (cm)
Travée	21.43	0.072	0.1005	13.44	4.585	4HA12 = 4.52	25
Appui	14.29	0.0515	0.0661	13.63	3.014	4HA10 = 3.14	25

• Armatures de répartition (secondaire) :

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent

pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ avec } ST=25 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ avec } ST=25 \text{ cm}$$

7/Vérifications à l'Etat Limite Ultime

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

✓ Vérification des espacements

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée

- **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Vérifiée

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.21 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = A_t + A_a = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.38 \times 10^{-3} - \frac{14.29 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00024 \text{ m}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq -2.4 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée

8/Vérification de la section à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a les réactions d'appuis à l'ELS :

$$R_A = 21.21 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.67 \text{ KN}$$

$$M^{\max}(x = 1.94 \text{ m}) = 20.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 20.61 = 15.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 20.61 = -10.305 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	15.45	8880.96	3.72	6.47	15
Appuis	10.30	6585.98	3.19	5.00	15

Tableau III.33 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{400} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non Vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche

$$\text{admissible : } f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

Données de calcul

$$y = 3.72 \text{ cm}$$

$$I = 8880.96 \text{ cm}^2$$

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

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 16 + 15 \times 4.52 = 1667.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1667.8} \times \left(\frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 14 \right) = 8.24 \text{ cm}$$

$$V_2 = 16 - 8.24 \Rightarrow V_2 = 7.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.24^3 + 7.76^3) + 15 \times 4.52 \times (7.76 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 40683.95 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0032$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0032 \times (2 + 3)} = 6.56$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.62$$

$$q_v = 8.41 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.52 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 15.62 = 11.62 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 4.76 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 14.2 = 10.65 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 8.41 + 2.5 = 10.91 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 5.52 + 2.5 = 8.02 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 20.61 = 15.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{11.62 \times (0.14 - 0.0372)}{8880.96} \times 10^5 = 201.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 15 \times \frac{10.65 \times (0.14 - 0.0372)}{8880.96} \times 10^5 = 184.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 15 \times \frac{15.45 \times (0.14 - 0.0372)}{8880.96} \times 10^5 = 268.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0032 \times 201.75 + 2.1} = 0.21$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0032 \times 184.91 + 2.1} = 0.17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0032 \times 268.25 + 2.1} = 0.33$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 21157.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 18822.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 14140.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 28868.75 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{10.65 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 21157.50} \times 10^7 = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{11.71 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 18822.48} \times 10^7 = 0.275 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{11.71 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 28868.75} \times 10^7 = 0.6 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{14.45 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 14140.65} \times 10^7 = 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.6 + 0.5 - 0.275 - 0.25 = 0.575 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Tableau III.34. Vérification de la flèche à l'E.L.S

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	10.65
	M_{gser} (KN.m)	11.62
	M_{pser} (KN.m)	15.45
I_0 (Cm ⁴)		40683.96
ρ		0.0032
λ_i		6.56
λ_v		2.62
σ_{sj} (Mpa)		184.91
σ_{sg} (Mpa)		201.75
σ_{sp} (Mpa)		268.25
μ_j		0.17
μ_g		0.21
μ_p		0.33
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)		21157.5
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)		18822.48

$I_{ip} \text{ (Cm}^4\text{)}$	14140.65
$I_{vg} \text{ (Cm}^4\text{)}$	28868.75
$f_{ji} \text{ (Cm)}$	0.25
$f_{gi} \text{ (Cm)}$	0.275
$f_{pi} \text{ (Cm)}$	0.5
$f_{gv} \text{ (Cm)}$	0.6
$\Delta f \text{ (Cm)}$	0.575
$f_{adm} \text{ (Cm)}$	0.80

9/ Schéma de ferrailage.

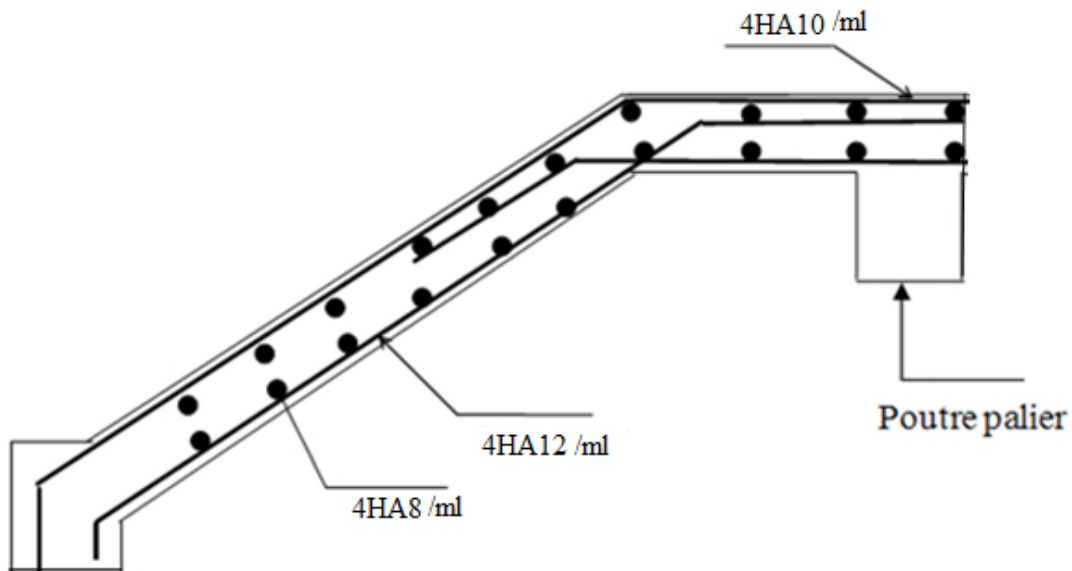


Figure III.21. Schéma de Ferrailage de la volée I et III

III.3.1.2. Partie II (Volée II).

Ce type se calcule comme une console.

1/Calcul à l'ELU:

✓ La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.10 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 0.81 \text{ KN}$$

❖ ELS : $q_v = G_v + Q = 10.91 \text{ KN/m}$

$$P_s = 0.6 \text{ KN}$$

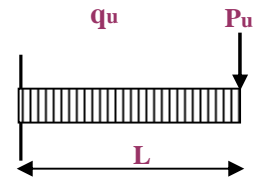


Figure III. 22. Schéma statique de la volée II

Tableau III.35.Calcul des charges de l'escalier

	$q_{\text{ volée}}(\text{KN/ml})$
l'ELU	15,10
l'ELS	10,91

2/Calculs des sollicitations à l'ELU :

$$M_0^{\text{max}} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$V^{\text{max}} = 20.44 \text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75.M_0 = \mathbf{10.35. \text{ KN.m}}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -0.50.M_0 = \mathbf{-6.91 \text{ KN .m}}$$

3/Calculs des sollicitations à l'ELS :

$$M_0^{\text{max}} = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$V^{\text{max}} = 14.78 \text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75.M_0 = \mathbf{7.50 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -0.50.M_0 = \mathbf{-5.00 \text{ KN.m}}$$

4/Ferraillage

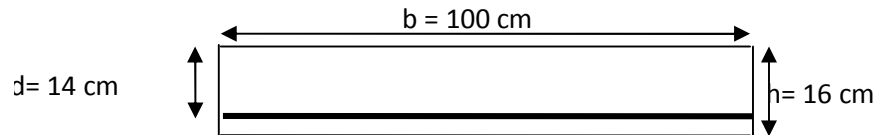


Figure III.23: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

b = 100cm h = 16cm d = 14cm $f_{C28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 400\text{Mpa}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	10.35	0.0373	0.475	13.73	2.91	1.69	5HA10=3.95
En appuis	6.91	0.0249	0.0315	13.82	1.44	1.69	4HA10=3.16

Tableau III.36.ferraillage d'escalier

- Calcul de la section des armatures de répartition

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99\text{cm}^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79\text{cm}^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

- Espacement des barres

a) Armatures principales :

En appuis ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

En travée ($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

b) Armatures secondaires :

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

Vérifiée

5/Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.17MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.44 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.146MPa \leq \bar{\tau}_u$$

Vérifiée

⇒ Pas de risque de cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (20.44 \times 10^3 - \frac{6.91 \times 10^3}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.000099m^2$$

$$\Rightarrow A > -0.99cm^2$$

6/Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• Vérification de la contrainte d'adhérence $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7cm.$$

$$\tau_{ser} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 157} = 0.747MPa \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

• **En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

Calcul de y : $0.5 Y^2 + 4.74 * 10^{-3} Y - 6.64 * 10^{-4} = 0.$

y = 0.0321 m = 3.21cm.

Calcul de I :

$$I = 6621.02 \text{ cm}^4$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}(\text{m}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	7.50	0.0352	7.961	3.32	15	Vérifiée
En appui	5.00	0.0321	6.621	2.42	15	Vérifiée

Tableau III.37.Vérification des contraintes à l'ELS.

• **Vérification de l'état limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{130} = 0.123 \geq 0.062$$

Vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.123 \geq 0.074$$

Vérifiée

$$\frac{A}{.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.95}{100 \times 14} = 0.0023 \leq 0.01$$

Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

7/Schéma de ferrailage

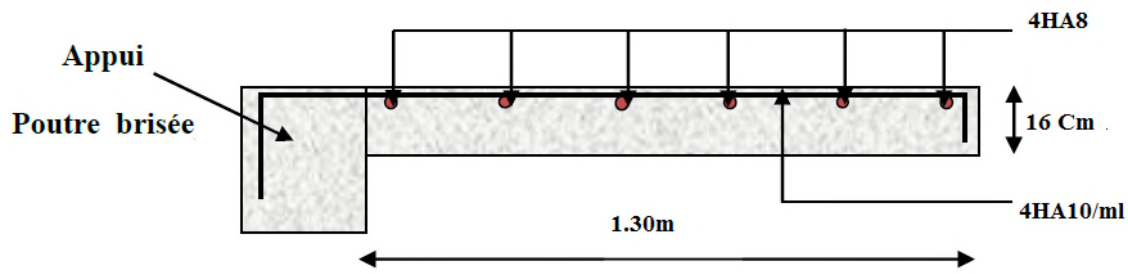


Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la volée II

III. 3. 2. Etude de la poutre brisée

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

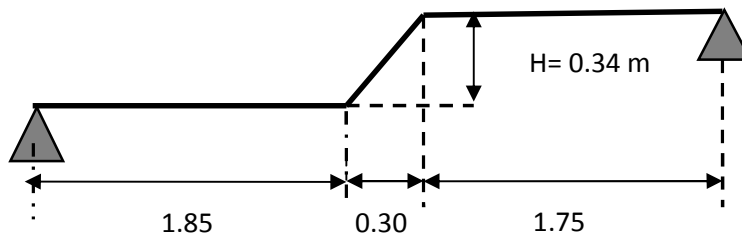


Figure III.25. a. Schéma statique de la poutre Brisée

1/Dimensionnement :

Condition de la flèche :

$$L = 1.85 + (0.45) + 1.75 = 4.05 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10}$$

$$\Rightarrow 27 \leq h_t \leq 40.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

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

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

2/. Calcul à la flexion simple :

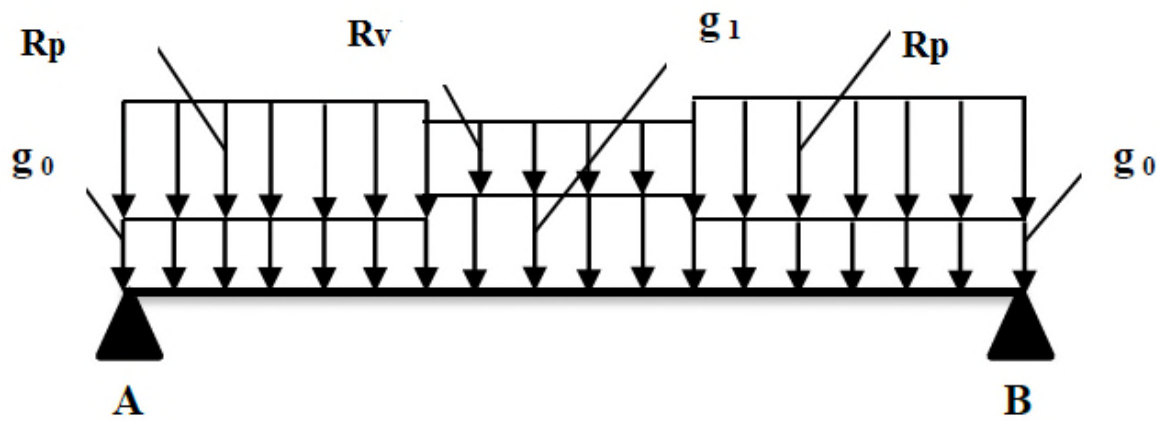


Figure III.25. b. Schéma statique de la poutre Brisée

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \cos 45^\circ = 3.18 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} R_p = 26.69 \text{ KN/ml.} \\ R_v = 13.81 \text{ KN/ml.} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} R_p = 19.18 \text{ KN/ml.} \\ R_v = 10.00 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Avec:

R_p : la charge raménée par la volée I et III

R_v : la charge raménée par la volée II

$$\text{Alors,} \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1.35 * 5.43) + 40.5 = 47.83 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.43 + 40.5 = 45.93 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

3/Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 98.07 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 96.85 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 83.36 \text{ m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = -39.23 \text{ KN.m}$

4/Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} cm ² /ml	A _{min} (cm ² /ml)
En travée	83.36	0.2691	0.4005	22.67	10.57	0.978
En appuis	39.23	0.1266	0.4005	25.17	4.48	0.978

Tableau III.38.ferrailage d'escalier

• **Armature Transversale :**

- $A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$
- Avec $S_t = 20 \text{ cm}$
- Vérification de l'effort tranchant :
- $\tau_u = \frac{V^{max}}{b*d} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.3 \text{ MPa}, \text{FPN}$
- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
- $V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$
- $\Rightarrow V^{max} = 96.85 \text{ KN} \leq 486.61 \text{ KN}.$
- **Commentaire : la bielle est vérifiée.**

- Ferrailage à la torsion :
- On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section
- creuse à mi- épaisseur « e » tel que :
- $\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6$.
- Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 625 \text{ cm}^2$.
- On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :
- $\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 100 \text{ cm}$.

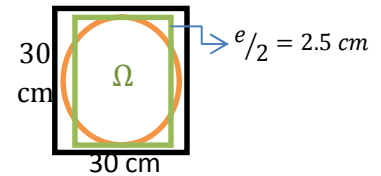


Figure III.26 : Section considérée dans le calcul de torsion

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier. Donc $M_{tor} = 14.29 \text{ KN.m}$

- Armatures longitudinales et transversales :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

- Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{14.29 * 10^{-3} * 100 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 3.29 \text{ cm}^2$$

- Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{14.29 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.657 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.28 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

	Tableau III.39 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion		
	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	83.36	39.23	14.29
Armature longitudinale (cm ²)	10.57	4.48	3.29
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.657
Contrainte de cisaillement (MPa)	1.19		2.28

	Tableau III.40 : Section d'armature en travée et aux appuis						
	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	10.57	4.48	3.29	10.57 + $\frac{3.29}{2}$ = 11.98	4.48 + $\frac{3.29}{2}$ = 6.12	6HA16 = 12.06	4HA14 = 6.16
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.657	0.6+0.657 = 1.26		4φ ₈ = 2.01cm ² (2cadre φ ₈) S _t = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 18.1 \text{ cm}^2$$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa.}$$

Vérifiée


5/Vérification des contraintes :

$$M_t^{ser} = 65.49 \text{ KN.m}$$

Tableau III.41 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
y = 0.129 m	σ _b = 13.71MPa < σ̄ _b = 15 MPa
I = 5.74 * 10 ⁻⁴ m ⁴	
σ _b = 13.71MPa	

Vérifiée

$$M_a^{ser} = 34.93 \text{ KN.m}$$

Tableau III.42 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.102 \text{ m}$	$\sigma_b = 9.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 3.67 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 9.61 \text{ MPa}$	

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.30 \text{ m} > 0.253\text{m}.$$

$$\textcircled{2} A_t = 2.01\text{cm}^2 < 8.51\text{cm}^2$$

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

6/Schéma de ferrailage de la poutre brisé :

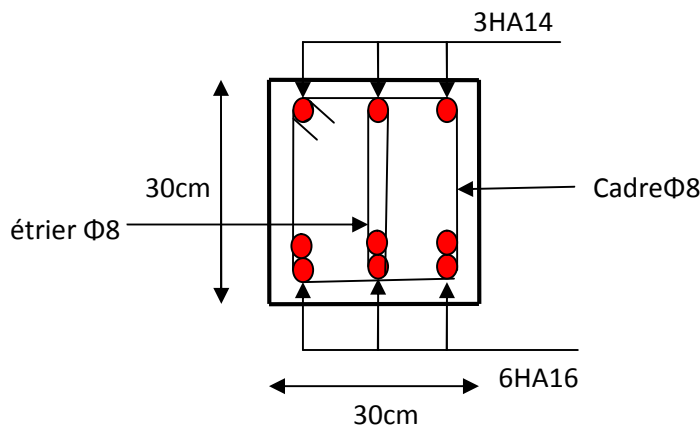


Figure III.27. Ferrailage de la Poutre brisé

III.3.3. Escaliers à deux volées au niveau des étages courant :

1/ Evaluation des charges et surcharges

✓ La charge permanente sur la volée d'escalier :

G=8.41 KN/m.

Q=2.50 KN/m.

✓ La charge permanente sur le palier d'escalier :

G=5.52 KN/m.

Q=2.50 KN/m.

2/Calcul à l'ELU:

✓ La charge qui revient sur la volée :

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.10\text{KN/m}$

✓ La charge qui revient sur le palier :

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.20\text{KN/m}$

3/ELS : $q_v = G_v + Q = 10.91\text{KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 8.02\text{KN/m}$

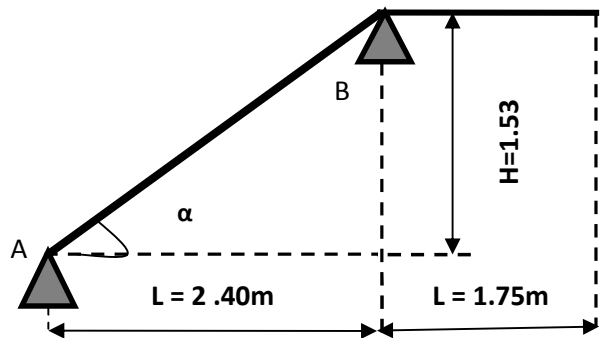


Figure III.28: Schéma statique de la volée I et II

Tableau III.43. Calcul des charges de l'escalier

	q volée(KN/ml)	q palier (KN/ml)
l'ELU	15,10	11.20
l'ELS	10,91	8.02

4/ Calcul des sollicitation

À L' ELU :

$\sum M / A = 0$

$R_B = 44.87 \text{ KN}$

$R_A = 10.97 \text{ KN}$

$M_0^{\max} = 17.16 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 25.27 \text{ KN}$

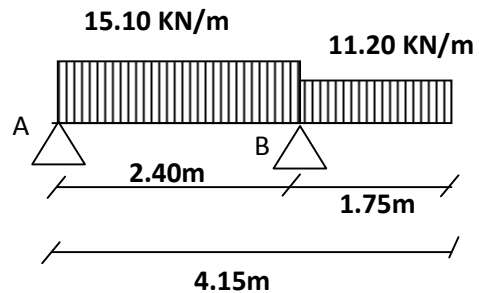


Figure III. 29. Schéma statique de la volée I et II

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 12.87 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -8.58 \text{ KN.m}$

À L'ELS :

$R_B = 32.25 \text{ KN}$

$R_A = 7.97 \text{ KN}$

$M_0^{\max} = 12.28 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 18.21 \text{ KN}$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 9.21 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -6.14 \text{ KN.m}$

5/Ferraillage

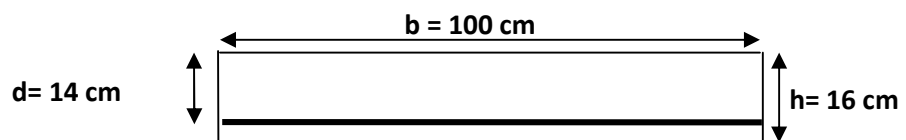


Figure III.30: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100\text{cm}$ $h = 16\text{cm}$ $d = 14\text{cm}$ $f_{C28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 400\text{Mpa}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	12.87	0.0464	0.0593	13.67	2.71	1.69	5HA10=3.95
En appuis	8.58	0.0309	0.0392	13.78	1.79	1.69	4HA10=3.14

Tableau III.44.ferraillage d'escalier

- **Calcul de la section des armatures de répartition**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Espacement des barres**

c) Armatures principales :

En appuis ($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

En travée ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

d) Armatures secondaires :

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

Vérifiée

6/Vérfications à l'E.L.U

- **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.27 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.181 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25.27 \times 10^3 - \frac{8.58 \times 10^3}{0.9 \times 0.14}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.000123 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A > -1.74 \text{ cm}^2$$

7/Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence** $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \cdot \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.21 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 15.7 \times 10} = 0.92 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots$$

Vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En appui :**

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

$$A' = 0$$

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

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

$$\text{Calcul de } y : \quad 0.5 Y^2 + 4.71 * 10^{-3} Y - 6.59 * 10^{-4} = 0.$$

$$y = 0.0319 \text{ m} = 3.19 \text{ cm.}$$

Calcul de I :

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

• 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	9.21	0.0352	7.961	4.07	15	Vérifiée
En appui	6.14	0.0319	6.585	2.97	15	Vérifiée

Tableau III.45.Vérification des contraintes à l'ELS

• Vérification de l'état limite de déformation

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{415} = 0.038 \leq 0.062$$

Condition non Vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.038 \geq 0.085$$

Condition Vérifiée

$$\frac{A}{.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.95}{100 \times 14} = 0.0028 \leq 0.01$$

Condition Vérifiée

La première condition ne pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

- Evaluation des moments en travée :

$$\rho = 0.0033 \quad y = 3.22\text{cm}, I = 5.68.10^{-5} \text{ m}^4; \lambda_i = 6,379; \lambda_v = 2,551; I_0 = 1760\text{cm}^4$$

$$q_{jser} = 4 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{jser} = 7.93\text{KN.m}$$

$$q_{gser} = 7.31\text{KN/ml} \Rightarrow M_{gser} = 14.5\text{KN.m}$$

$$q_{pser} = 9.81 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{pser} = 19.46\text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 4.68\text{mm} \\ f_{adm} = 9.5\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm}$$

La flèche est vérifiée.

8/Schéma de ferrailage

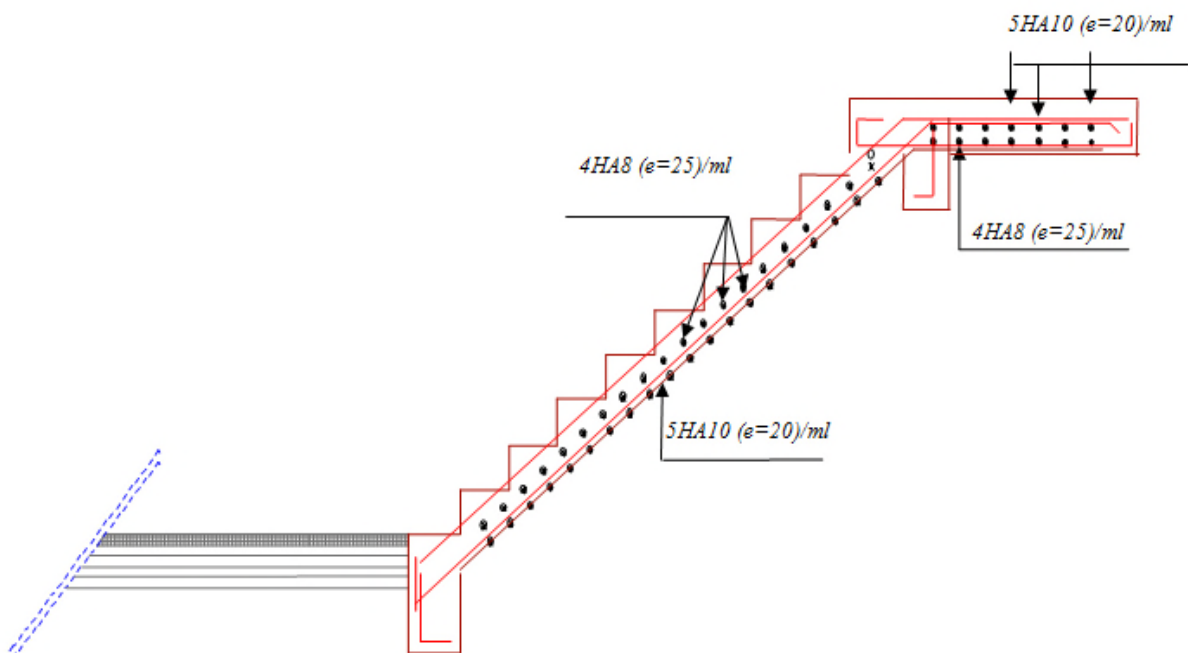


Fig.III.31. schéma de ferrailage des deux volées

III .3.4. Etude de la poutre de chaînage :

1/ pré dimensionnement

On a : $L_{\max} = 3.45\text{m}$

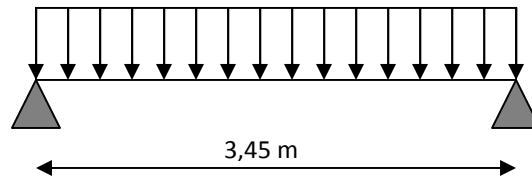


Figure.III.32.Schéma statique de la poutre de chaînage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10}$$

$$\Rightarrow 23 \leq h_t \leq 34.5$$

Soit : $h_t = 30\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm}$

✓ Vérification

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15\text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3}\text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h_t = 30\text{ cm} \\ b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

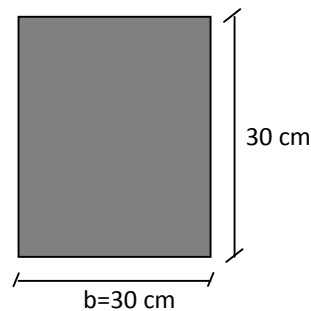


Figure.III.33.Coupe transversal

2/ les sollicitations

✓ poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0,3 * 0,3 = 2.25\text{ KN / ml}$$

✓ poids de la volée:

$$\text{On a : } G = 8,41\text{ KN / m}^2$$

$$P_{\text{volée}} = 8,41 * 2,40 = 20.18\text{ KN / ml}$$

✓ Poids du plancher :

$$G_p = 5.65 \times (1.70) = 9.6 \text{ KN/m}$$

✓ Poids totale :

$$G = 32.03 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 43.24 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G = 32.03 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 64.33 \text{ KN m}$$

$$M_T = 0.75 M_{0u} = 48.25 \text{ kn.m}$$

$$M_A = -0.5 M_{0u} = -32.17 \text{ kn.m}$$

3/Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.46. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	48.25	0.1557	0.2128	24.7	5.61	3HA16=6.03
Appui	32.17	0.1038	0.1373	25.5	3.62	3HA14=4.62

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2 .$$

$$A > A_{min}$$

Vérifiée

4/Vérifications à l'ELU

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{43,24 \times 3.45}{2} = 74.59 \text{ KN} ..$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(3,25; 4) \text{ MPa} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{74,59 * 10^{-3}}{0.3 * 0,27} = 0,921 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa (F.P.N)}$$

Vérifiée

✓ calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8.57 \text{ mm} \text{ on adopte } \phi = 8 \text{ mm}$$

On adopte 4HA8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier $\phi 8$).

✓ calcul des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} > S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_t \leq 73.68 \text{ cm} \\ > S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm} \\ > S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}. \\ \text{soit : } S_t = 20 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

5/Vérifications à l'ELS

✓ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_0 = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 47.65 \text{ KN m}$$

$$M_T = 0.75 M_{0u} = 35.74 \text{ kn.m}$$

$$M_A = -0.5 M_{0u} = -23.83 \text{ kn.m}$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	35.74	30984.92	10.10	11.64	15
Appuis	23.83	25972.26	9.10	8.35	15

Tableau III.47 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{345} = 0.087 \geq 0.062$$

Vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.087 \geq 0.037$$

Vérifiée

$$\frac{A}{.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{0.27 \times 0.3} = 0.0074 \leq 0.01$$

Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

6/ Schéma de ferrailage :

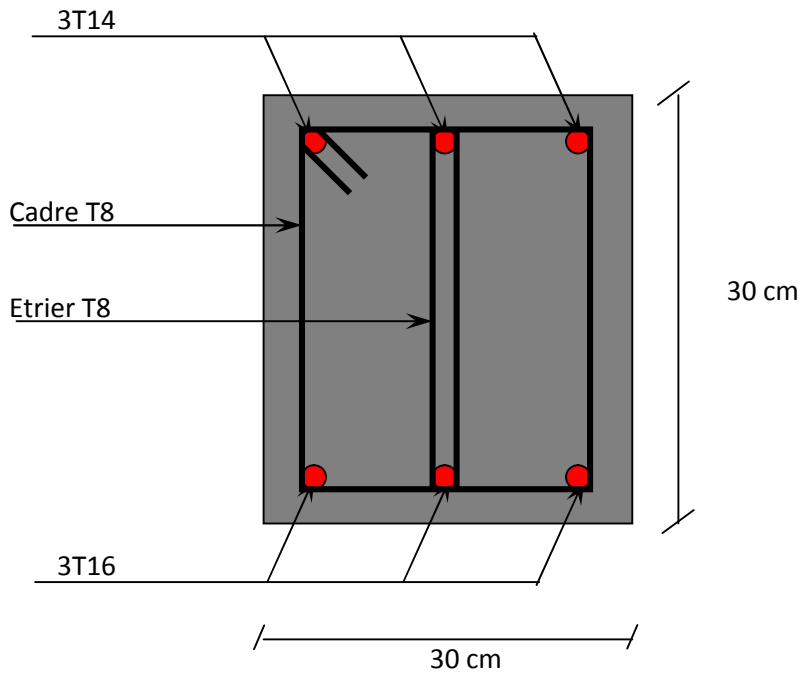


Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.3.5. Escaliers balancé au niveau du dernier étage :

Ce type se calcule comme une console.

1/Calcul à l'ELU:

✓ La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.10 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 0.81 \text{ KN}$$

2/ELS : $q_v = G_v + Q = 10.91 \text{ KN/m}$

$$P_s = 0.6 \text{ KN}$$

Tableau III.48. Calcul des charges de l'escalier

	q volée (KN/ml)
l'ELU	15,10
l'ELS	10,91

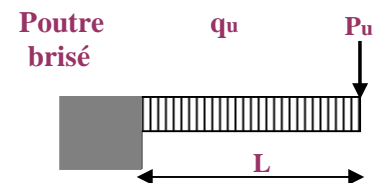


Figure III. 35. Schéma statique de la volée

3/Calculs des sollicitations à L'ELU :

$$M_0^{\max} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 20.44 \text{ KN}$$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 10.35 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -6.91 \text{ KN.m}$

4/Calculs des sollicitations à L'ELS :

$$M_0^{\max} = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 14.78 \text{ KN}$$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 7.50 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -5.00 \text{ KN.m}$

5/Ferraillage

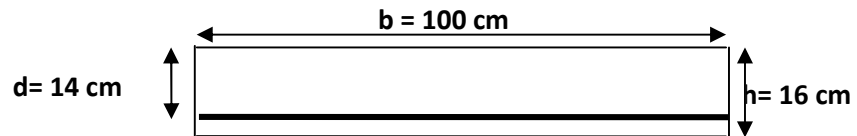


Figure III.36: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100\text{cm} \quad h = 16\text{cm} \quad d = 14\text{cm} \quad f_{C28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	10.35	0.0373	0.475	13.73	2.91	1.69	5HA10=3.95
En appuis	6.91	0.0249	0.0315	13.82	1.44	1.69	4HA10=3.16

Tableau III.49.ferraillage d'escalier

- Calcul de la section des armatures de répartition

En travée : $A_t = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Espacement des barres**

e) Armatures principales :

En appuis ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

En travée ($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

Vérifiée

f) Armatures secondaires :

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

Vérifiée

6/Vérfications à l'E.L.U

- **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2.17\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.44 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.146\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Vérifiée

⇒ Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (20.44 \times 10^3 - \frac{6.91 \times 10^3}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.000099\text{m}^2$$

$$\Rightarrow A > -0.99\text{cm}^2$$

7/Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• **Vérification de la contrainte d'adhérence** $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83\text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \cdot \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 157} = 0.747 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

Calcul de y : $0.5 Y^2 + 4.74 * 10^{-3} Y - 6.64 * 10^{-4} = 0.$

y = 0.0321 m = 3.21cm.

Calcul de I :

$$I = 6621.02 \text{ cm}^4$$

• **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	7.50	0.0352	7.961	3.32	15	Vérifiée
En appui	5.00	0.0321	6.621	2.42	15	Vérifiée

Tableau III.50. Vérification des contraintes à l'ELS

• Vérification de l'état limite de déformation

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{130} = 0.123 \geq 0.062$$

Vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.123 \geq 0.074$$

Vérifiée

$$\frac{A}{.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.95}{100 \times 14} = 0.0023 \leq 0.01$$

Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

8/Schéma de ferrailage

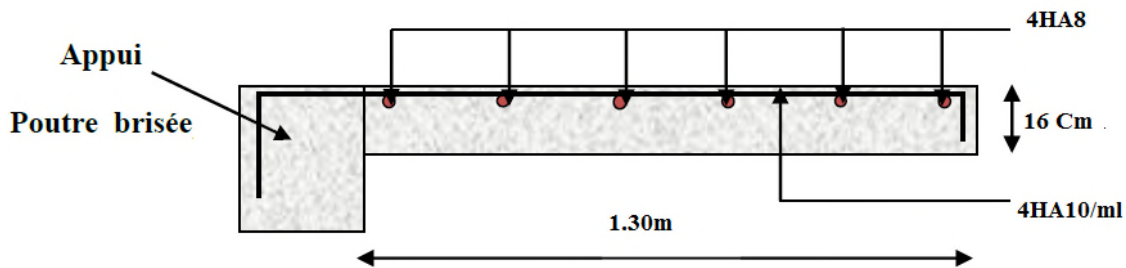


Figure III.37 : Schéma de ferrailage des volées de l'escalier balancier

9/Schéma de ferrailage de la poutre brisé

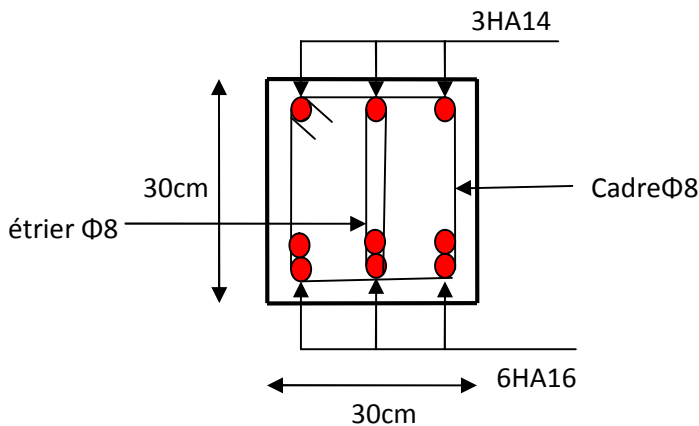


Figure III.38. Ferrailage de la Poutre brisé

III. 3. 6. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

1/ Pré dimensionnement

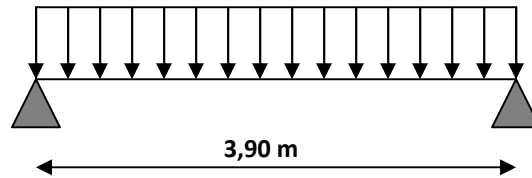


Figure.III.39.Schémas statique de la poutre palière

Selon le CBA 93 : Condition de la flèche :

On a : $L_{\max} = 3,90\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10}$$

$$\Rightarrow 26 \leq h_t \leq 39$$

Soit : $h_t = 30\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm}$

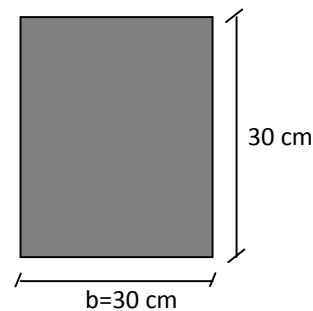


Figure.III.40.Coupe transversal

✓ Vérification

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15\text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3}\text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h_t = 30\text{ cm} \\ b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

2/ Calcul des sollicitations

✓ Les charges sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU} : R_B = 25.95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 18.67 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B \quad \text{donc} : P_u = 28.99 \text{ KN/m}$$

✓ Les sollicitations de la poutre palière

Tableau III.51. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 25.95 \text{ KN}$	$R_B = 18.67 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 28.99 \text{ KN/m}$	$P_s = 20.93 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 55.11 \text{ KN/m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 39.8 \text{ KN/m}$
$M^t = 0.85 M_0 = 46.84 \text{ KN/m}$	$M^t = 0.85 M_0 = 33.9 \text{ KN/m}$
$M^a = -0.4 M_0 = -22.04 \text{ KN/m}$	$M^a = -0.4 M_0 = -15.92 \text{ KN/m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 56.53 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 40.81 \text{ KN}$

3/ Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$b = 30\text{cm}$ $h = 30\text{cm}$ $d = 27\text{cm}$ $f_{C28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.52. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	46.84	0.1512	0.2059	24.78	5.13	4.5
Appui	22.04	0.0711	0.0923	26	2.43	4.5

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

A^a : Section d'armature en appui

A' : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 4.5\text{cm}^2$

4/ Vérification à l'ELU

• l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56.53 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.69\text{MPa}$

Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$.

$\tau_u = 0.69\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.25\text{MPa}$ Vérifiée

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- $A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (56.53 \times 10^{-3} - \frac{46.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00039\text{m}^2$

$\Rightarrow A > -3.39\text{cm}^2$ Vérifiée

• Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3.cm$$

On adopte : $\begin{cases} S_t=15cm & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t=10cm & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$

✓ Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10mm ;$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²** (un cadre et un étrier $\phi 8$).

$$A_t > b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 f_e = 0.3 \times 0.15 \times (0.69 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400 = 0.085cm^2$$

$$A_t = 1.01cm^2 > 0.085cm^2$$

Vérifiée

5/ Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-19**).

$$M_T = 8.58KN.m$$

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

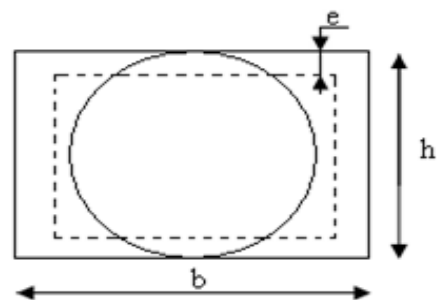


Figure III.41. Section creuse équivalente

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1 \text{ m}$$

$$A_{Torsionl} = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{Torsion} = \frac{8.58 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.0625 \times 400} = 1.71 \text{ cm}^2$$

6/Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.58 \times C}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.37 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

• Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

- D'après le BAEL9 (article I.III)

Vérfiée

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.69)^2 + (1.37)^2} = 1.53 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$$

• Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espaceur comme suit :

- En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{Torsionl} = \frac{M_T \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.58 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

- En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_{Torsionl} = \frac{M_T \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.58 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• Section d'armatures finale

- En travée

$$A' = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A_{tr} = 5.13 + \frac{1.71}{2} = 5.98 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{cm}^2.$$

On ferraille avec A' , Soit : $A' = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{cm}^2$

- En appui

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A_{al} = 2.43 + \frac{1.71}{2} = 3.28 \text{cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{cm}^2$$

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

- La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{cm}^2. \text{ On opte } A_T = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et épingle } \Phi 8)$$

7/Vérification à l'ELS

➤ Etat 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. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	33.9	20	124320.5	5.45	15	
Appui	15.92	18	114453	2.50	15	

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{390} = 0.076 \geq 0.062$$

Vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.123 \geq 0.042$$

Vérifiée

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 27} = 0.0074 \leq 0.01$$

Vérifiée

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

8/Schéma de ferrailage de la poutre palière

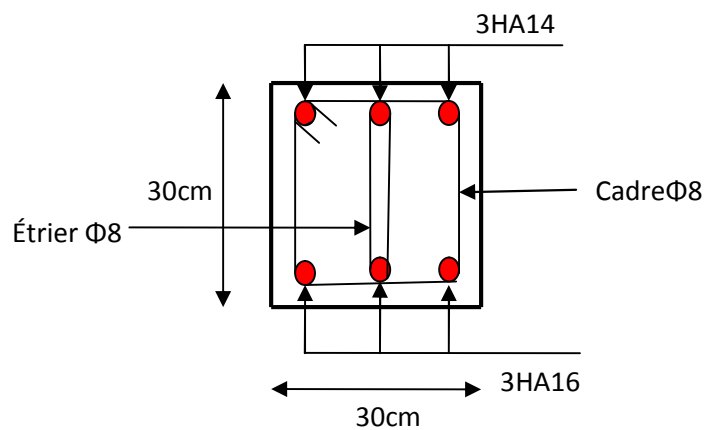


Figure III.42. Ferrailage de la Poutre palière

III.4. Etude de l'acrotère

III.4. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4. 2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III. 4. 3. Evaluation des charges et surcharges

✓ Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 827.5 \text{ cm}^2 = 0.08275 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t = W_p = 2.56 \text{ KN} / \text{ml}$

La charge due à la main courante : $Q=1 \text{ KN}$

✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.(6.1) du RPA99].

G_t : W_p : poids de l'élément considéré.

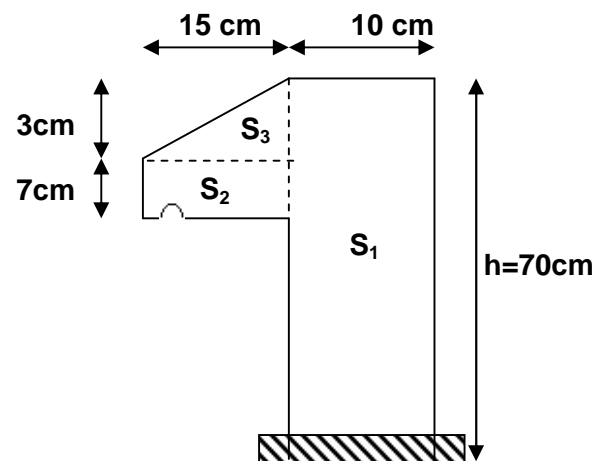


Figure. III.43.L'acrotère

➤ Pour notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1B.} \\ \text{Zone II}_a \text{ (Bejaia). } A= 0.2 \\ (C_p = 0.8). \end{array} \right.$$

$$G_t = Wp = 2.56KN / ml$$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.56 \Rightarrow F_p = 1.64KN.$$

✓ Calcul des sollicitations :

$$\text{Calcul du centre de gravité } G(X_g; Y_g) : x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad \text{et } y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_G = \frac{0,7 \times 0,1 \times (0,1 / 2) + 0,07 \times 0,15 \times (0,1 + 0,15 / 2) + (0,15 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,15 / 3)}{0,08275}$$

$$y_G = \frac{0,7 \times 0,1 \times (0,7 / 2) + 0,07 \times 0,15 \times (0,6 + 0,07 / 2) + (0,15 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,67 + 0,03 / 3)}{0,8275}$$

$$x_G = 0.0686 \text{ m. } y_G = 0.395 \text{ m.}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.56 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = 2.56 \times Y_g = 2.56 \times 0.395 = 1.01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

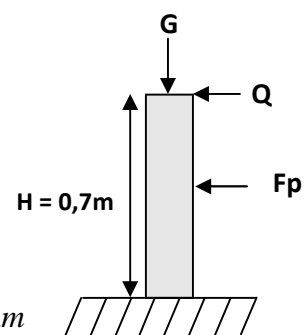


Figure .III. 44. Les Sollicitations sur l'acrotère

L'acrotère travaille en flexion composée.

Tableau.III.54. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,56	3.45	2,56
M (KN.m)	1.71	1.07	0,7

III. 4. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 3.45 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.07 \text{ KNm}$$

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

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.31 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.12 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 70/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Avec :}$$

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

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

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

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.4m$$

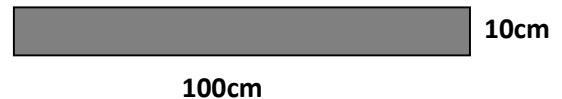
h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.01176m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.152m \end{cases}$$

III.4. 5.Calcul à l'ELU

✓ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 3.45KN \quad ; M_u = N_u \times e = 3.45 \times 0.152 \Rightarrow M_u = 0.524KN.m;$$



✓ **Ferraillage**

$$h = 10 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

Figure .III.45.Section à ferrailler

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.524 + 3.45 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 0.627KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.627 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0069) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

D'ou:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0086\text{m}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0797\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 0.226 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.127 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

✓ Vérification à l'E.L.U

✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.64 + 1 = 2.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 33 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 33 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié

(Pas de risque de cisaillement)

✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{es} = v_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2.64 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{es} = 0.365 \text{ Mpa.}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

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

➤ À P'ELS :

$$*d = 0.08 \text{ m.}$$

$$*N_{ser} = 2,56 \text{ KN}$$

$$*M_{ser} = Q \times h = 0.7 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \sigma_s$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2 f_e; 150 * \eta) = 240 \text{ MPa}$$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

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

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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.7 / 2.56 + (0.08 - 0.15/2) = 0.273 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de section} \quad -e \Rightarrow 0.08 - 0.273 = -0.193 \text{ m.}$$

$$c = -0.193 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

Tel que : $p = -3 \times c^2 + (d-c) \times 6nA_s/b = -3 \times (-0.193)^2 + (0.08+0.193) \times (6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4})/1$
 $= -0.107m^2.$

$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s/b = -2(-0.193)^3 - (0.08 + 0.193)^2 \times (6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4})/1$

$q = 0.013 m^3.$

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$y_c = 0.293m$

$y_{ser} = 0.2m$

$\mu t = b \times y^2/2 - 15 \times A \times (d-y) = 2 \times 10^{-2} m^3$

$\sigma_{bc} = 6.87MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.87MPa < 15MPa \dots\dots$ vérifiée. μ

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6MPa$

$\sigma_s = -0.230 Mpa < 201.6MPa \dots\dots\dots$ vérifiée.

D'où l'état de contrainte est vérifié.

III.4.6..Schéma de ferrailage de l'acrotère:

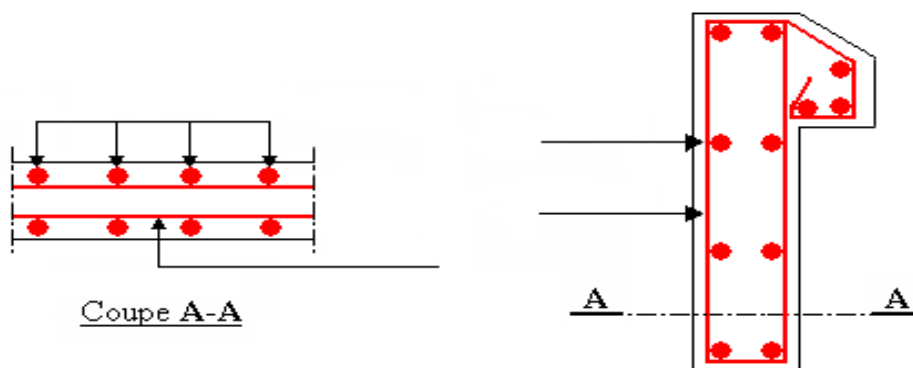


Figure III.46.Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude d'ascenseur

III.5.1. Définition :

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est destiné à recevoir une capacité 08 personnes.

- ✓ $B_s = 1,50 \text{ m}$
- ✓ $T_s = 2,10 \text{ m}$
- ✓ $H_k = 2,20 \text{ m}$
- ✓ $PM = 15 \text{ KN}$
- ✓ $DM = 43 \text{ KN}$
- ✓ $F_c = 145 \text{ KN}$
- ✓ $v = 0,63 \text{ m/s}$

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0,13 = 3,25 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0,04 = 0,88 \text{ KN/m}^2$ Poids du revêtement en béton ($e = 4 \text{ cm}$).

$G' = G_1 + G_2 = 4,13 \text{ KN/m}^2$.

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,38} = 42,86 \text{ KN/m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 46,99 \text{ KN/m}^2$.

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

III.5.3. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1,35 \times G_{totale} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 46,99 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 64,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{2,05} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

Annexe I

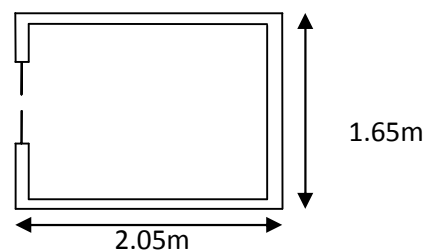


Figure .III.47. Cage de l'ascenseur

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0561 \times 64.95 \times 1.65^2 \Rightarrow M_0^x = 9.92 KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.91 KN.m$

• Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.43 KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.02 KNm$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.98 KNm$

III.5.4. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 11cm$ et $d_y = 11cm$.

Tableau.III.55. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptè}$ (cm ² /ml)
travée	x-x	8.43	0.0352	0.0448	0.1277	1.8984	1.5698	4T10=3.14
	y-y	5.02	0.0210	0.0265	0.1286	1.1221	1.5698	4T10=3.14
appui	y-y	2.98	0.0124	0.0157	0.1292	0.6632	1.5698	4T10=3.14
	x-x							

III.5.5. Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 13cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.8$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.14cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.04cm^2 / ml \end{cases}$$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$ Vérifiée.

b) Calcul des espacements

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Tableau.III.56. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.43	2.98	1.8984	1.5698	0.6632	1.5698	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.02	2.98	1.1221	1.5698	0.6632	1.5698	4T10=3.14	4T10=3.14

C) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x' : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.72KN \Rightarrow \tau_u = \frac{35.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11}$
 $\Rightarrow \tau_u = 0.325MPa < 1.25MPa$ Vérifiée

Sens y - y' : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 44.38KN \Rightarrow \tau_u = \frac{44.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11}$
 $\Rightarrow \tau_u = 0.404MPa < 1.25MPa$ Vérifiée

III.5.6. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 46.99 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 47.99KN / m^2$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.20KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.83KNm \end{cases}$$

• Les moments en travées :

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.97KNm$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.95KNm$

• Les moments en appuis :

$M_{tser}^y = 0.30 \times M_0^x = 2.46KNm$

- Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

En travée : $Ax = 3.14\text{cm}^2$, $b = 100\text{ cm}$, $d = 11\text{ cm}$; $y = 2.78\text{cm}$; $I = 6130.841\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.16\text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15\text{MPa}$ c'est vérifier.

En appui : $Ay = 3.14\text{cm}^2$; $b = 100\text{cm}$; $d = 11\text{cm}$; $y = 2.78\text{cm}$; $I = 6130.84\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.11 \leq 15\text{MPa}$ c'est vérifier.

III.5.7. Cas d'une charge concentrée

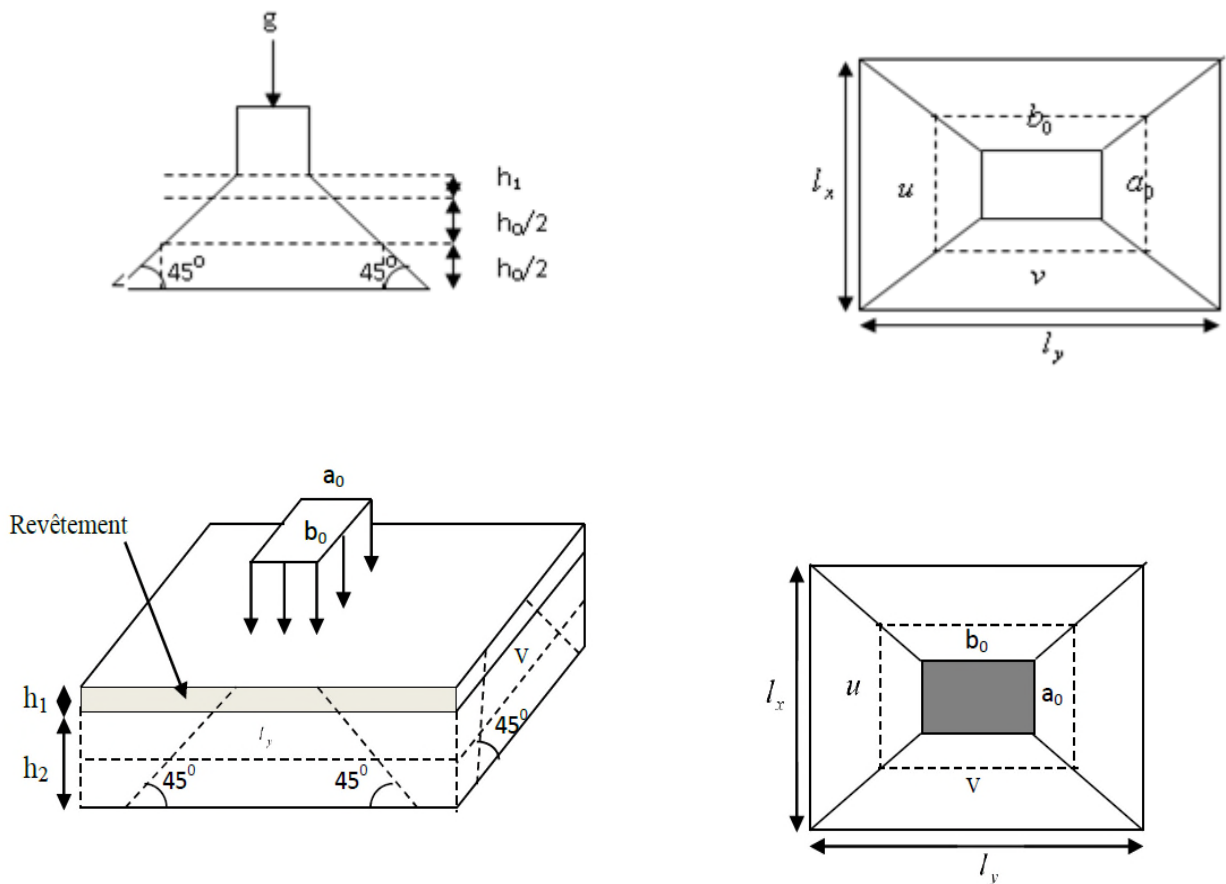


Fig. III.48. Schéma représentant la surface d'impact.

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.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: 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'.

$h_0 = 20\text{cm}$ et une vitesse $V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = 80\text{cm}; b_0 = 80\text{cm}$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108\text{cm}. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

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

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6.3 = 49.45\text{KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 49.45 \Rightarrow P_u = 66.765\text{KN}$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1$ Annexe.3

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{165} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.654 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{205} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.527 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 9 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{165} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.654 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{205} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.527 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 2.25 \times 10^{-2} .$$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 66.765 \times 0.09 = 6.01\text{KNm} \\ M_{y1} = 66.765 \times 0.0225 = 1.5\text{KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.01\text{KNm} \\ M_{y1} = 1.5\text{KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.13 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7.07 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.08 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.64 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.09 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.14 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 7.09 = 6.03 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 2.14 = 1.82 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 7.09 = 2.13 \text{KNm}$

III.5.8.Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

Tableau III.57. Ferrailage de la dalle de la salle des machines

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	6.03	2.13	2.041	0.1328	0.5964	0.1328	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y''	1.82	2.13	0.504	0.1328	0.5964	0.1328	4T10=3.14	4T10=3.14

III.5.9. Vérification à l'E.L.U

Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91(Article H. III.10)

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

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm} ; \quad p_u = 421.2 \text{ KN}$$

$$p_u = 66.76 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 421.2 \text{ KN}. \text{ Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100 \text{ cm} ; \quad d=11 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 20.61 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

III.5.10. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $P_s = g = 49.45 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + v \times M_2) = 49.45 \times (0.09 + 0.2 \times 0.0225) = 4.673 \text{ KNm} \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + v \times M_1) = 49.45 \times (0.0225 + 0.2 \times 0.09) = 2.003 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

A l'ELS ($v=0.2$)

$$\rho \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 4.13 + 1 = 5.13 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.88 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.623 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.673 + 0.88 = 5.553 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.003 + 0.623 = 2.626 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 5.553 \Rightarrow M_t^x = 4.72 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 2.626 \Rightarrow M_t^y = 2.23 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 5.553 \Rightarrow M_a = 1.67 \text{ KNm}$$

• **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée : $y = 0.0278 \text{ cm}$; $I = 3900.819 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifié.}$$

En appui: $y = 0.0278 \text{ cm}$ et $I = 3900.819 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.19 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Selon sens XX'

1. $h / l_x = 0.079 \geq 1/16 = 0.06$; vérifier

2. $h / l_x = 0.086 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} = 0.085$ vérifier

3. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{2.1}{f_e} = 0.00525$ vérifie

Selon sens YY'

1. $h / l_y = 0.064 \geq 1/16 = 0.06$; vérifier

2. $h / l_y = 0.86 \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_{0y}} = 0.084$ vérifier

3. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{2.1}{f_e} = 0.00525$ vérifier

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.11.Schéma de ferrailage

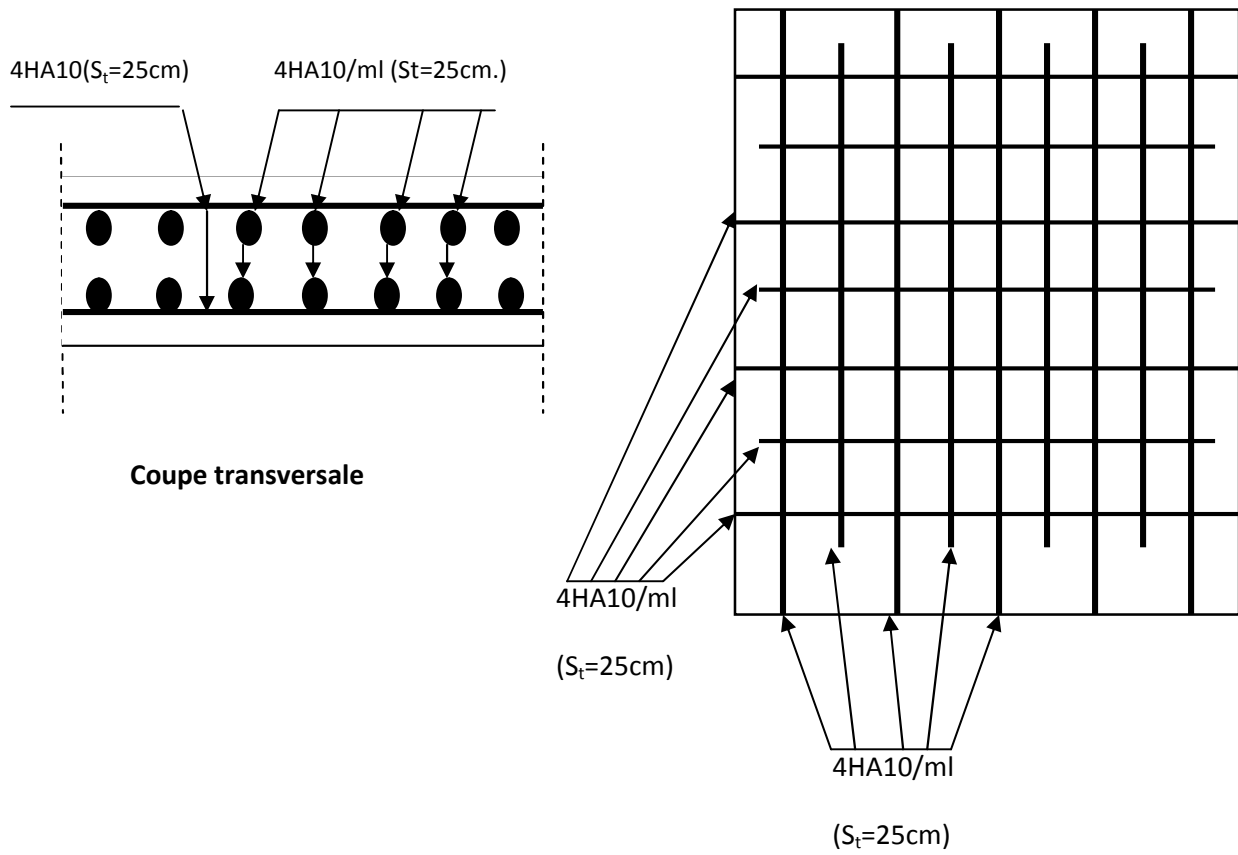


Figure.III.49.Schéma de ferrailage



CHAPITRE IV:

*ETUDE
DYNAMIQUE*

IV.1. INTRODUCTION

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude on fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000 version.14.2.2**

IV.2. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies car elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

- 1- $T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$ **RPA99/version2003 (Article.4.2.4).**
- 2- $T_2 = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}}$

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

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

$\Rightarrow h_n = 42.33$ m.

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 du RPA99/version2003 le suivant :

Tableau IV-1 : Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.08
03	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

On prend : $C_T = 0.05$

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

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.83$ s.

Sens(x) : $LX = 19.10$ m \Rightarrow : $T_2 = 0.87$ S

Sens(Y) : $LY = 25.30$ m \Rightarrow : $T_2 = 0.76$ S

$\Rightarrow \begin{cases} T_{2,x} = 0.87s \\ T_{2,y} = 0.76s \end{cases}$ Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$\Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(T_{2,x}; T_1) \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(T_{2,y}; T_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.87; 0.83) = 1.079S \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(0.76; 0.83) = 0.988S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1.079s \\ T_{sy} = 0.988s \end{cases}$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99/version2003 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/version2003 (Tableau 4.1).**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux

paramètres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right. \quad A = 0,15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/version2003 (Tableau 4.3).**

Dans notre cas on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99/version2003 (Article .4.2.3).}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités P_q . (Tableau 4.4 RPA99/version2003)

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05	0	
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

$$\text{On opte : } \begin{cases} Q_x = 1.20 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/version2003 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

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

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ RPA99/version2003 (Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA99/version2003 (Article 4.2.3)

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

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{sx} = 1.079s \\ T_{sy} = 0.988s \end{cases}$

$$T_2 = 0.5S \leq T_{sx} \leq 3S \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{1.079} \right)^{2/3} = 1.22S$$

$$T_2 = 0.5S \leq T_{sy} \leq 3S \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.988} \right)^{2/3} = 1.29S$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 1.22s \\ D_y = 1.29s \end{cases}$$

➤ W : Poids total de la structure.

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \text{ RPA99/version2003 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 9 RPA99/version2003),

Tableau IV.3 Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30
3	Entrepôts, hangars, ...	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	0.50
5	Autres locaux non visés ci-dessus	1.00
		0.60

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant et RDC(2))

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ RDC(1)

- **Le poids total de la structure:**

$$W = G + \beta Q = 49841,274 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.22 \times 1.2}{5} \times 49841,274 = 2189,03 \text{ KN}$$

$$V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.29 \times 1.15}{5} \times 49841,274 = 2218,18 \text{ KN}$$

IV-3-3 Méthode d'analyse dynamique :**a-Principe de la méthode:**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maîtres.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c-Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble de courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

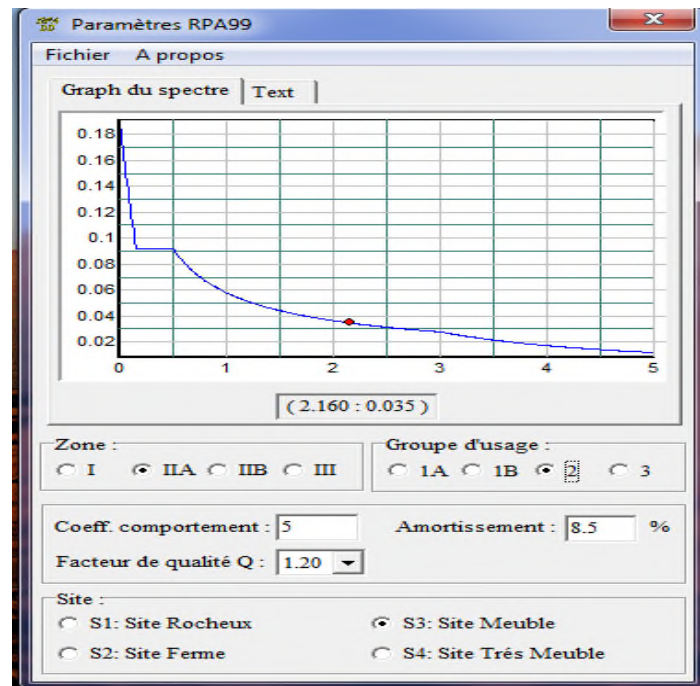


Figure IV.1 Spectre de réponse.

IV-4 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

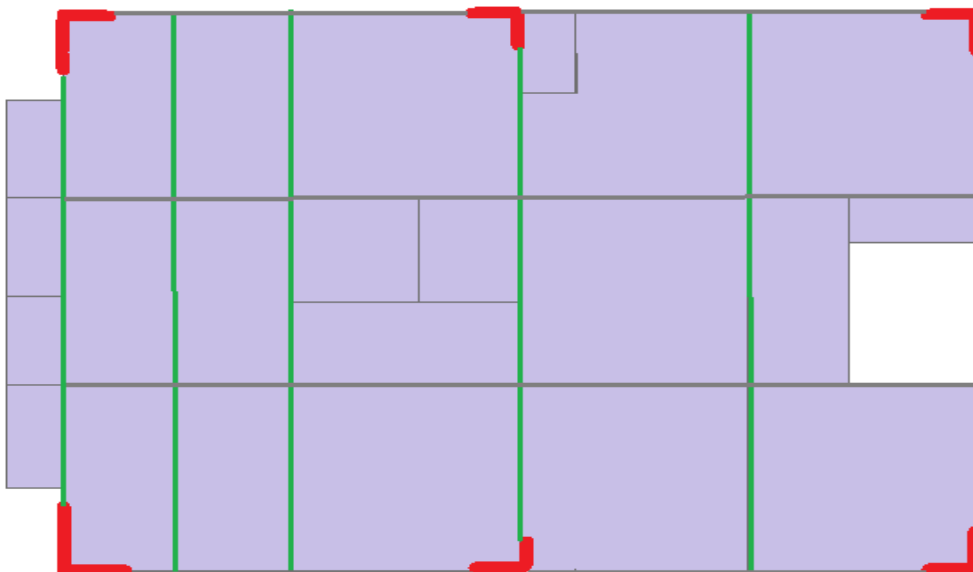


Figure IV.2. Disposition des voiles

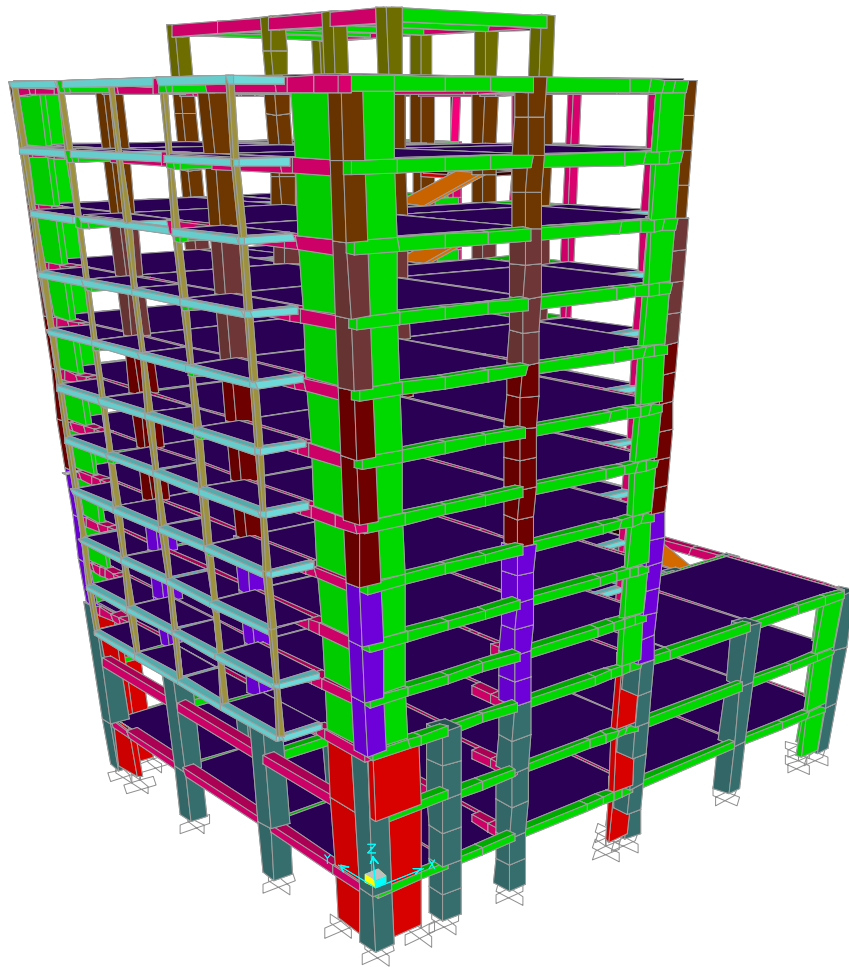


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle de la structure.

IV -5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV-5-1 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20\text{sec}$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas le nombre de modes retenus est de 20.

Remarque : Vu la contrainte architecturale de notre structure et le nombre limité pour la disposition des voiles, on a été obligé d'augmenter la section des poteaux pour satisfaire les exigences du RPA (période et l'effort normal réduit).

➤ **Première mode de vibration (translation suivant l'axe X-X) T= 0,999s**

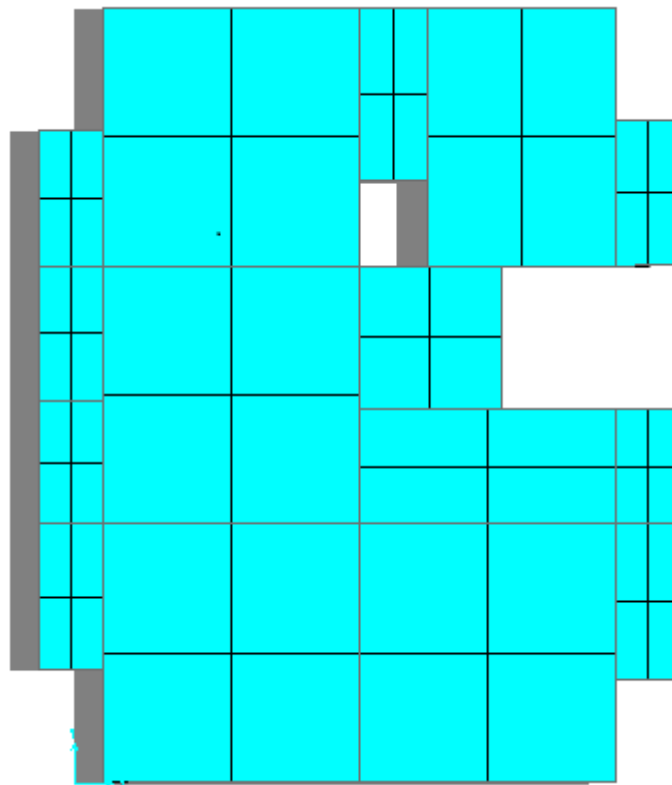


Figure IV.4 Vue en plan du 1^{er} mode vibration

- Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y) $T = 0,871$ s

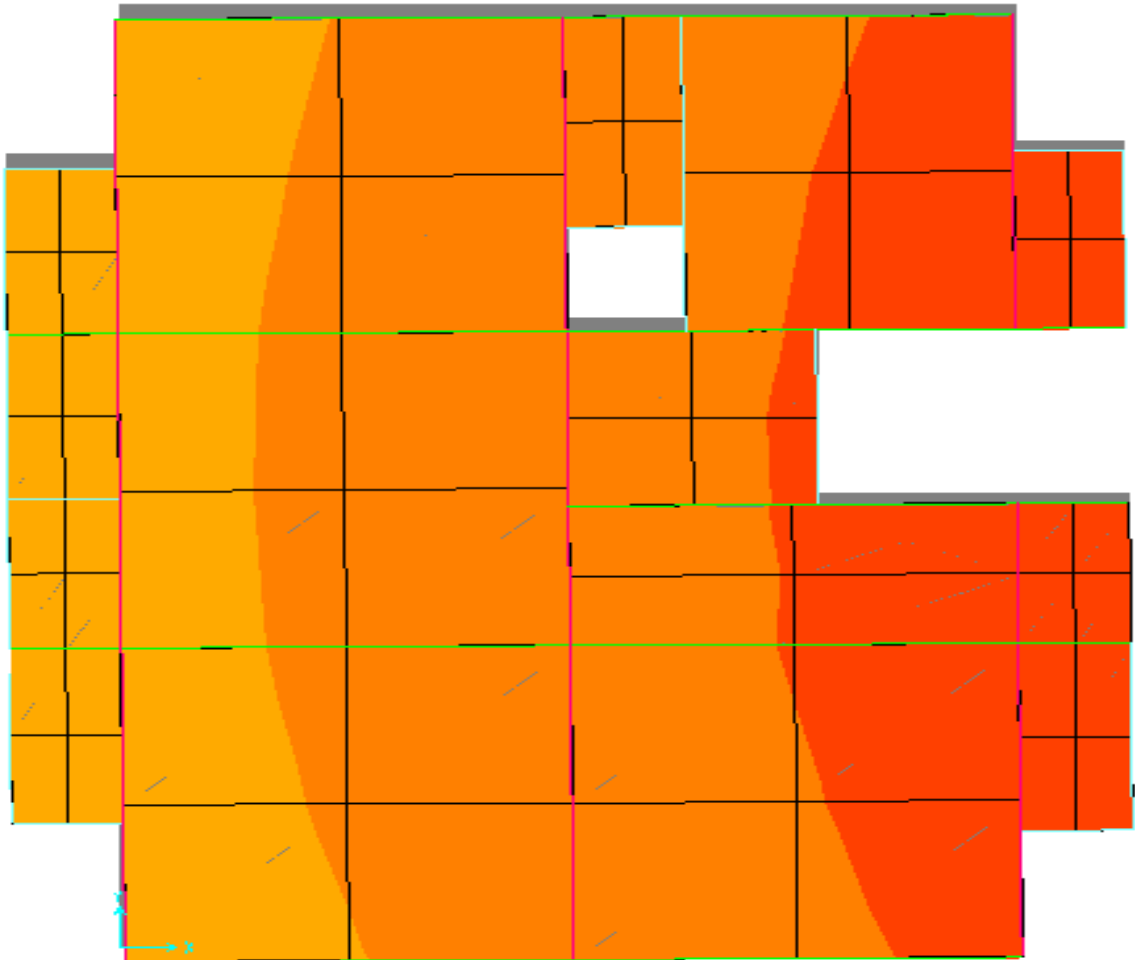


Figure IV.5 Vue en plan de 2^{ème} mode vibration.

- Troisième mode de vibration (torsion par rapport à l'axe Z) $T = 0,669s$

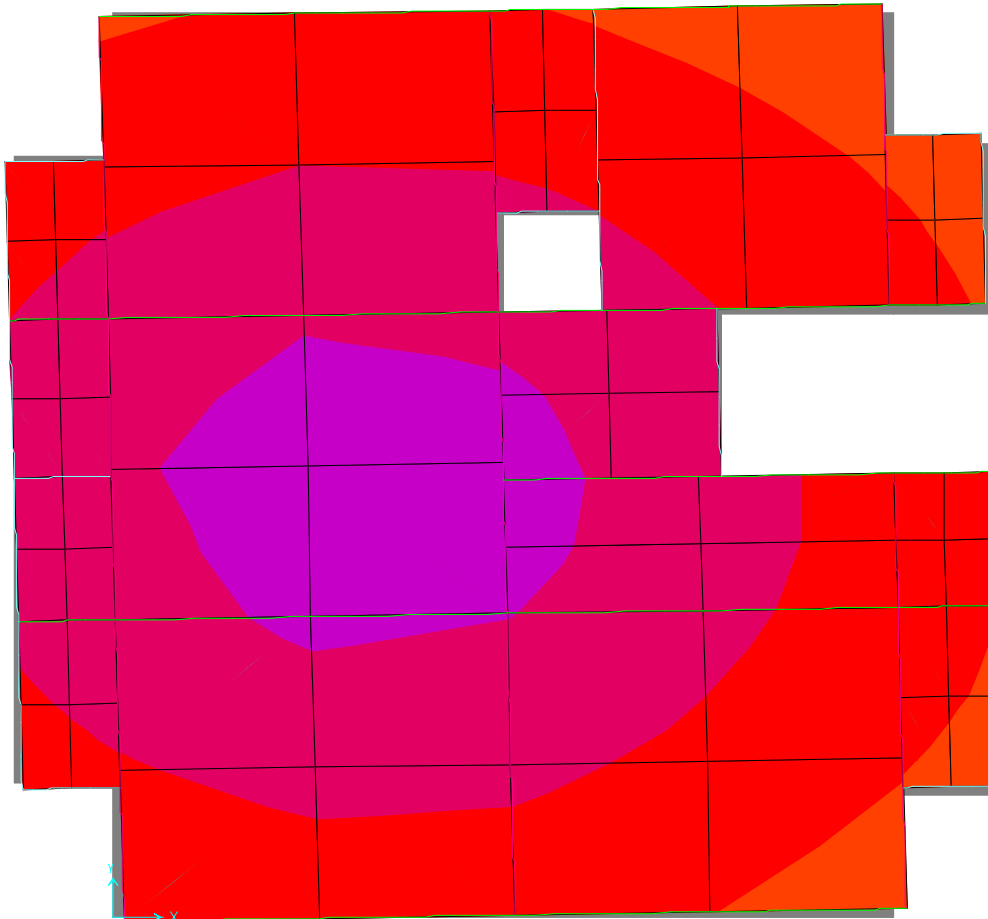


Figure IV.6 Vue en plan du 3^{ème} mode de vibration.

IV -5.2 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/Version2003** doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.4 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0,999819	0,6531	0,00145	0,6531	0,00145
2	0,871351	0,001	0,6507	0,6541	0,65215
3	0,669417	0,00022	0,06116	0,65431	0,71331
4	0,374851	0,0000233	0,000002711	0,65434	0,71332
5	0,3367	0,16955	0,00002987	0,82389	0,71335
6	0,305164	0,000006457	0,00009747	0,82389	0,71344
7	0,295812	0,00033	0,13482	0,82423	0,84826
8	0,255078	0,00012	0,01078	0,82434	0,85905
9	0,235874	9,563E-07	1,278E-07	0,82434	0,85905
10	0,192572	0,06125	0,00037	0,88559	0,85942
11	0,172134	0,0003	0,03118	0,88589	0,8906
12	0,148174	0,00021	0,0055	0,8861	0,8961
13	0,124074	0,0239	0,00021	0,91001	0,89631
14	0,115306	0,00007169	0,00001512	0,91008	0,89633
15	0,110183	0,00011	0,0111	0,91019	0,90743
16	0,109955	0,00009154	0,00487	0,91028	0,9123
17	0,108896	0,000009431	0,00089	0,91029	0,9132
18	0,096859	0,00001409	0,000002481	0,9103	0,9132
19	0,092992	0,00001154	0,00059	0,91031	0,91379
20	0,091913	0,00061	0,00215	0,91092	0,91594

IV-5-3 Justification de l'interaction « voiles-portique » :

➤ **Sous charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau IV.5.Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol	48679,194	8507,693	85,123	14,877
RDC1	41990,864	7113,046	85,514	14,485
RDC2	26701,458	6658,687	80,039	19,960
1 ^{er} étage	28129,656	4391,171	86,497	13,502
2 ^{ème} étage	24937,388	5046,891	83,168	16,831
3 ^{ème} étage	21830,937	4552,53	82,745	17,255
4 ^{ème} étage	18676,414	4186,855	81,687	18,312
5 ^{ème} étage	15908,526	3595,037	81,567	18,432
6 ^{ème} étage	13155,011	3030,645	81,276	18,724
7 ^{ème} étage	10643,677	2246,896	82,569	17,430
8 ^{ème} étage	7999,781	1455,358	84,608	15,392
9 ^{ème} étage	5360,457	1172,683	82,050	17,949
10 ^{ème} étage	2883,153	602,423	82,716	17,283

➤ **Sous charge horizontales :**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au mois 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.6. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous-sol	1093,387	941,619	53,729	46,271	1299,152	924,208	58,432	41,568
RDC1	1272,582	739,048	63,261	36,739	1350,975	793,165	63,008	36,992
RDC2	1300,839	587,561	68,886	31,114	1174,991	626,34	65,229	34,771
1 ^{er} étage	984,213	551,683	64,081	35,919	1191,193	249,51	82,681	17,319
2 ^{ème} étage	912,947	485,905	65,264	34,736	1015,612	491,203	67,401	32,599
3 ^{ème} étage	875,597	431,774	66,974	33,026	975,761	435,095	69,161	30,839
4 ^{ème} étage	760,629	442,857	63,202	36,798	833,332	463,307	64,269	35,731
5 ^{ème} étage	720,303	381,296	65,387	34,613	786,631	390,894	66,804	33,196
6 ^{ème} étage	637,977	348,462	64,675	35,325	707,518	332,458	68,032	31,968
7 ^{ème} étage	609,407	230,954	72,517	27,483	636,654	237,463	72,834	27,166
8 ^{ème} étage	525,123	110,358	82,634	17,366	540,627	156,818	77,515	22,485
9 ^{ème} étage	327,292	184,501	63,950	36,050	365,496	157,586	69,874	30,126
10 ^{ème} étage	275,731	73,736	78,900	21,100	296,305	43,787	87,125	12,875

IV-5-4 Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA99/Version2003 la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{sta} \Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultantes des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Remarques
Ses x-x'	2061,589	-2191,362	0.941	vérifier
Sens y-y'	2215,519	-2221,313	0.997	vérifier

IV-5-5-Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/Version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que :}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm ²)	N_u (KN)	$N_{réduit}$	Remarque
Sous-sol	(80*80)	4711,995	0,294	Vérifiée
RDC1	(80*80)	4083,963	0,255	Vérifiée
RDC2	(80*80)	3403,801	0,213	Vérifiée
1 ^{er} étage	(75*75)	2966,989	0,211	Vérifiée
2 ^{ème} étage	(75*75)	2550,873	0,181	Vérifiée
3 ^{ème} étage	(75*75)	2193,041	0,156	Vérifiée
4 ^{ème} étage	(70*70)	1860,909	0,152	Vérifiée
5 ^{ème} étage	(70*70)	1562,647	0,128	Vérifiée
6 ^{ème} étage	(70*70)	1280,017	0,104	Vérifiée
7 ^{ème} étage	(65*65)	998,46	0,095	Vérifiée
8 ^{ème} étage	(65*65)	728,953	0,069	Vérifiée
9 ^{ème} étage	(60*60)	449,497	0,050	Vérifiée
10 ^{ème} étage	(60*60)	4711,995	0,029	Vérifiée

IV-5-6 Vérification vis-à-vis des déplacements :

D'après le RPA99/Version il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

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

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

avec : Δ_k : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent ($R=5$).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.9 Vérification des déplacements.

NIV	Sens x-x'							Sens y-y'						
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% \times h_k$ (cm)	Δ_k/h_k (%)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observ	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observ	
S.S1	0,06	0	0,3	0,3	374	0,0008	vérifier	0,09	0	0,45	0,45	0,0012	vérifier	
RDC1	0,23	0,3	1,15	0,85	442	0,0019	Vérifier	0,32	0,45	1,6	1,15	0,0026	Vérifier	
RDC1	0,42	1,15	2,1	0,95	425	0,0022	Vérifier	0,57	1,6	2,85	1,25	0,0029	Vérifier	
Etg 1	0,6	2,1	3	0,9	306	0,0029	Vérifier	0,74	2,85	3,7	0,85	0,0028	Vérifier	
Etg 2	0,8	3	4	1	306	0,0033	Vérifier	0,9	3,7	4,5	0,8	0,0026	Vérifier	
Etg 3	1	4	5	1	306	0,0033	Vérifier	1,06	4,5	5,3	0,8	0,0026	Vérifier	
Etg 4	1,19	5	5,95	0,95	306	0,0031	Vérifier	1,21	5,3	6,05	0,75	0,0025	Vérifier	
Etg 5	1,38	5,95	6,9	0,95	306	0,0031	Vérifier	1,34	6,05	6,7	0,65	0,0021	Vérifier	
Etg 6	1,55	6,9	7,75	0,85	306	0,0028	Vérifier	1,47	6,7	7,35	0,65	0,0021	Vérifier	
Etg 7	1,7	7,75	8,5	0,75	306	0,0025	Vérifier	1,58	7,35	7,9	0,55	0,0018	Vérifier	
Etg 8	1,84	8,5	9,2	0,7	306	0,0023	Vérifier	1,68	7,9	8,4	0,5	0,0016	Vérifier	
Etg 9	1,96	9,2	9,8	0,6	306	0,0020	Vérifier	1,76	8,4	8,8	0,4	0,0013	Vérifier	
Etg 10	2,06	9,8	10,3	0,5	306	0,0016	Vérifier	1,83	8,8	9,15	0,35	0,0011	Vérifier	

IV-5-7 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :

L'effet P- Δ ou effet du 2^o ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

« k » tel que $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet $\mathbf{P}-\Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k < 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 Justification vis-à-vis de l'effort $\mathbf{P}-\Delta$.

Planches	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Sous-sol	374	49841,274	0,3	2035,006	0,0196	0,45	2223,36	0,0270
RDC1	442	43550,193	0,85	2011,63	0,0416	1,15	2144,14	0,0528
RDC2	425	30061,069	0,95	1888,4	0,0356	1,25	1801,331	0,0491
1 ^{er} étage	306	29223,132	0,9	1535,896	0,0560	0,85	1440,703	0,0563
2 ^{ème} étage	306	26970,233	1	1398,852	0,0630	0,8	1506,815	0,0468
3 ^{ème} étage	306	23729,845	1	1307,371	0,0593	0,8	1410,856	0,0440
4 ^{ème} étage	306	20560,569	0,95	1203,486	0,0530	0,75	1296,639	0,0389
5 ^{ème} étage	306	17542,293	0,95	1101,599	0,0494	0,65	1177,525	0,0316
6 ^{ème} étage	306	14561,358	0,85	986,439	0,0410	0,65	1039,976	0,0297
7 ^{ème} étage	306	11600,596	0,75	840,361	0,0338	0,55	874,117	0,0239
8 ^{ème} étage	306	8520,768	0,7	635,481	0,0307	0,5	697,445	0,0200
9 ^{ème} étage	306	5902,558	0,6	511,793	0,0226	0,4	523,082	0,0148
10 ^{ème} étage	306	3174,012	0.25	349,467	0,0148	0,35	340,092	0,0107

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0,1 donc l'effet $\mathbf{P}-\Delta$ n'a pas d'influence sur la structure.

IV-6 Conclusion:

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influent considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis au séisme.



CHAPITRE V:

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

V.2.1. Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailler les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinale :(Article7.4.2.1)

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
4. $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_i$ en zone II.
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

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

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

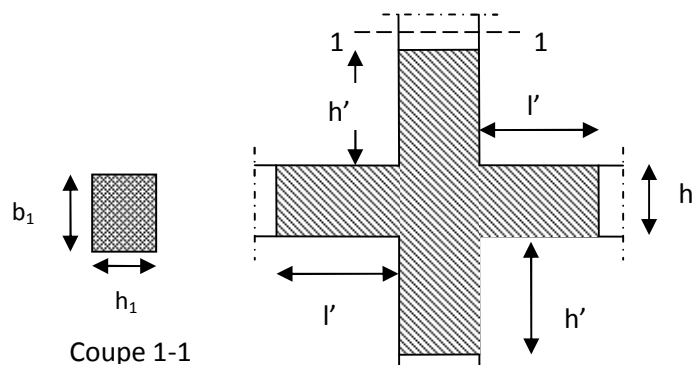


Figure V.1.Zone nodale

b) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol + RDC (1 et 2)	80x80	51.2	256	384
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	75x75	45	225	337.5
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	70x70	39.2	196	294
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	65x65	33.8	169	253.5
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	60x60	28.8	144	216
Terrasse inaccessible	55x55	24.2	121	181.5

C Les armatures transversales :(Article 7.4.2.2)

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ **en zone IIa**

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ **en zone IIa**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3. 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 :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	section	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous- Sol et RDC (1et2)	80×80	346,69	329,29	4712,80	9,95	1,68	47,01
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	75×75	349,27	2434,64	3497,15	99,12	647,2	98,71
4 ^{ere} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	70×70	293,08	1544,65	2405,89	50,07	409,35	77,94
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	65×65	229,18	861,42	1390,2	41,27	160,1	50,63
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	60×60	192,01	209,12	743,46	35,75	71,11	33,95
Terrasse	55×55	44,09	43,91	74,53	26,81	13,05	15,80

V.2.4. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

➤ Exemple de calcul :

Soit à calcul le poteau le plus sollicité du Sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

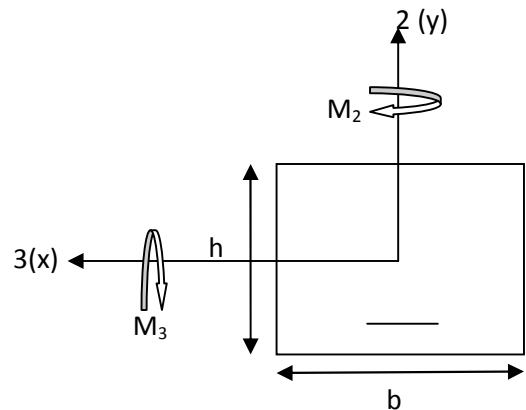
$$-N_{max} = 4712,8 \text{ KN} \quad \rightarrow M_{cor} = 9,95 \text{ KN.m.}$$

$$b = 80 \text{ Cm}; h = 80 \text{ Cm}; d = 0.72 \text{ m}; d_0 = 0.08 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$N = 4712,8 \text{ KN} \quad (\text{de compression})$$

$$M = 9,95 \text{ KN.m.} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0021 \text{ m}$$



$e_G < h/2 = 0.8/2 = 0.4 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A, A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N (d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b h f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 9,95 + 4712,8 \times \left(0.72 - \frac{0.8}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 1518,04 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Leftrightarrow 4712,8 \times 10^{-3} \times (0.72 - 0.08) - 1518,04 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.8 - 0.81 \times 0.08) \times 0.8^2 \times 14.2$$

$$(I) \Leftrightarrow 1,49 \geq 1.86 \quad \text{Non vérifiée.}$$

$$N (d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b h f_{bu} \quad (I)$$

La condition (I) n'est pas vérifiée donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1518,04 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,72^2 \times 14,2} = 0,2577 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,379$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,379) = 0,61 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{1518,04 \times 10^{-3}}{0,61 \times 348} = 71,51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -63,91 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ **On a les exigences RPA99 :**

➤ **Calcul des armatures longitudinales:**

$$A_{\min} = 0,8\%(b_1 h_1) = 0,008 \times 0,8 \times 0,8 = 51,2 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage pour le poteau du sous-sol, sera le suivant :

$$A_{\min} = 51,2 \text{ cm}^2 > \text{Calculé.}$$

Soit $A = 4\text{HA}25 + 8\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 52,8 \text{ cm}^2$

• **Le pourcentage maximal :**

$$A_{\max} = 4\%(b_1 h_1) \text{ en zone courant}$$

$$A_{\max} = 4\%(b_1 h_1) = 0,004 \times 0,8 \times 0,8 = 256 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\%(b_1 h_1) \text{ en zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 6\%(b_1 h_1) = 0,06 \times 0,8 \times 0,8 = 348 \text{ cm}^2$$

• **Le diamètre minimal :**

$$(\Phi = 16) > (\Phi_{\min} = 12 \text{ mm})$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 2,5 = 100 \text{ cm}$$

V.2.4.1. Armatures longitudinales

Tableau V. 3 : Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	section	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		A _{min} RPA (cm ²) Sur tout la section	A _{adopte} (cm ²)
				A' Armatures comprimées	A Armatures tendus		
Sous-sol + RDC (1 et 2)	80x80	4712,80	9,95	0	1,85	51.2	4HA25+8HA20+4HA16 = 52,8
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	75x75	3497,15	99,12	0	1,22	45	12HA20+4HA16=45,72
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	70x70	2405,89	50,07	0	2,4	39.2	8HA20+8HA16=41,20
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	65x65	1390,2	41,27	0	1,32	33.8	4HA20+12HA16=36,7
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	60x60	743,46	35,75	0	0,7	28.8	12HA16+4HA14=30,29
Terrasse inaccessible	55x55	74,53	26,81	0	0,39	24.2	16HA14=24,63

V.2.4.2. Calcul des armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau (80×80 cm²):

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b_1} = 0.7 * l_0 / b_1 = 0.7 * 3,74 / 0.8 = 3,27 < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$$

✓ **Espacement**

- en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_t, 15cm)$$

$$t \leq \min(10 \times 16, 15cm) \Rightarrow t \leq 15cm \quad \text{Soit } t=10cm$$

-en zone courante :

$$t \leq 15\phi_l \text{ en zone courante}$$

$$t \leq 15 \times 1,6 \Rightarrow t \leq 24cm \text{ en zone courante Soit } t=15cm$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

$$V_u = 141.859KN .m$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h_1 f_e}$$

$$A_t = (3.75 \times 141.509 \times 15) / (80 \times 400)$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 0,141859 \times 15}{80 \times 400} \quad \text{On prend : } A_t = 2.5cm^2$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^{\max} = 141.859KN$$

$$F.P.N \bar{\tau} = \min(0.13 f_c, 28, 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\tau_u = V_u / bd = \frac{141.859 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.72} = 0.246MPa < 3.25MPa \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

✓ **Quantité d'armature minimale**

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs

V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Armatures transversales des poteaux

Niveau	Sous-sol RDC (1et2)			1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	Terrasse inaccessible
Section du poteau (cm ²)	80×80			75×75	70×70	65×65	60×60	55×55
$\phi_{l,max}$ (cm)	25			20	20	20	16	14
$\phi_{l,min}$ (cm)	16			16	16	16	14	14
L_0 (cm)	314	382	365	246	246	246	246	246
L_f (cm)	219,8	267,4	255,5	172,2	172,2	172,2	172,2	172,2
λ_g	2,74	3,34	3,19	2,29	2,46	2,64	2,87	3,13
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_U (KN)	141,86	141,86	141,86	227,64	184,89	145,308	116,625	25,88
L_r (cm)	100	100	100	80	80	80	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2,5	2,5	2,5	4,26	3,71	3,14	2,7	0,66
A^t_{min} (cm ²) z.nodale	4	4	4	3,75	3,5	3,25	3,00	2,75
A^t_{min} (cm ²) z.courante	6	6	6	5,62	5,25	4,875	4,51	4,125
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	6,32	6,32	6,32	6,32	6,32	6,32	4,74	4,74
Nombre de barres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}). \text{ Ce qui est vérifiée dans notre cas. } \phi_t = 10mm \geq \frac{1}{3} \times 25 = 8,33mm$$

V.2.4.4. Vérifications

➤ vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec : α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2} = \left(\frac{0.8^2}{12} \right)^{1/2} \\ \Rightarrow i = 0.230m$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2,198}{0.230} = 9,55 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{9,55}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,837$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (0.8 - 0.02) \times (0.8 - 0.02) = 0.6084m^2$$

$$N_U = 0,837 \times \left[\frac{0,6084 \times 25}{0,9 \times 1,15} + 52,8 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 14068 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 4712,80 \text{ N} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	L ₀	L _f	i (m)	λ	α	As	Br	Nu	Nu ^{max}	Observation
Sous-sol	3,14	2.198	0.230	9,55	0.837	52 ,8	0.6084	4712,80	14068,00	Vérifier
RDC (1)	3,82	2,674	0,230	11,62	0,831	52,8	0,6084	4712,80	13967,15	Vérifier
RDC (2)	3,65	2,55	0,230	11,08	0.833	52,8	0,6084	4712,80	14000	Vérifier
1^{ere}, 2^{eme} 3^{eme}	2,46	1,722	0,216	7,97	0.841	45,72	0.5329	3497,15	12363,35	Vérifier
4^{em}, 5^{eme} 6^{eme}	2,46	1,722	0.202	8,52	0.840	41,20	0.4624	2405,89	10766,34	Vérifier
7^{eme} et 8^{eme}	2,46	1,722	0.187	9,20	0.838	36,7	0.3969	1390,2	9264,05	Vérifier
9^{eme} et 10^{eme}	2,46	1,722	0.173	9,95	0.836	30,29	0.3364	743,46	7805,90	Vérifier
Terrasse	2,46	1,722	0.158	10,89	0.833	24,63	0.2809	74,53	6472,59	Vérifier

On remarque bien que N_{max} < N_{ul} pour tous les niveaux de notre structure, donc il n’y pas de risque de flambement

Condition vérifiée.

➤ Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

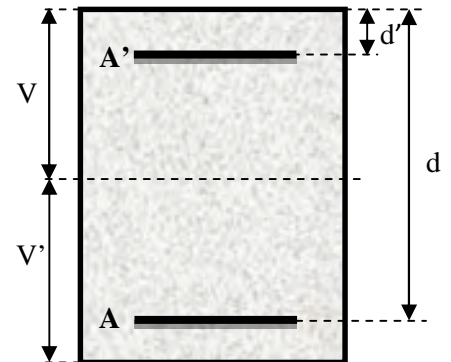


Figure. V.2. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Sous-sol	1 ^{ere} , 2 ^{eme}	4 ^{eme} , 5 ^{eme}	7 ^{eme} et	9 ^{eme} et 10 ^{eme}	Terrasse
Section (cm ²)	80×80	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55
d (cm)	72	67,5	63	58,5	54	49,5
B (m ²)	0.7192	0.63108	0.5518	0.47755	0.405435	0,339445
A (cm ²)	26,4	22,86	20,6	18,35	15,145	12,315
V (cm)	40	37,5	35	32,5	30	27,5
V' (cm)	40	37,5	35	32,5	30	27,5
S _{iy'} (m ⁴)	0.0422	0.0325	0.0248	0.0186	0.0134	0,00941
N ^{ser} (KN)	3418,946	2553,705	1786,66	1015,34	543,53	83,34
M ^{ser} (KN.m)	7,18	72,68	36,45	30,07	26,07	19,49
M _G ^{ser} (KN.m)	7,18	72,68	36,45	30,07	26,07	19,49
σ _{bc1} (MPa)	4,82	4,88	3,75	2,65	1,92	0,81
σ _{bc2} (MPa)	4,68	3,21	2,72	1,6	0,76	-0,32
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	L _r (m)	λ _g	ρ _d	d(m)	V _u	τ	$\bar{\tau}$ (MPa)	observations
Sous-sol	80×80	2.198	2,74	0.04	0.72	141,86	0.25	1	vérifier
RDC (1)	80×80	2,674	3,34	0.04	0.72	141,86	0.25	1	vérifier
RDC (2)	80×80	2,55	3,19	0.04	0.72	141,86	0.25	1	vérifier
1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage	75×75	1,722	2,29	0.04	0.675	227,64	0.45	1	vérifier
4 ^{em} 5 ^{eme} 6 ^{eme} étage	70×70	1,722	2,46	0.04	0.63	184,89	0.42	1	vérifier
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	65×65	1,722	2,64	0.04	0.585	145,31	0.38	1	vérifier
9 ^{eme} 10 ^{eme} étage	60×60	1,722	2,87	0.04	0.54	116,63	0.35	1	vérifier
Terrasse	55×55	1,722	3,13	0.04	0.495	25,88	0,1	1	vérifier

V.2.4.5. Disposition constructive des poteaux

La longueur de recouvrement :

$L_r > 40\Phi$

✓ $\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,5 = 100\text{cm}$

On adopte : $L_r = 105\text{cm}$

✓ $\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$

On adopte : $L_r = 85\text{cm}$

✓ $\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

On adopte : $L_r = 70\text{cm}$

✓ $\Phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

On adopte : $L_r = 60\text{cm}$

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

✓ **Sous-sol**

$$L' = 2*60=120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{374}{6}, 80, 80, 60\text{cm}\right)=80\text{cm}.$$

✓ **RDC(1)**

$$L' = 2*60=120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{442}{6}, 75, 75, 60\text{cm}\right)=75\text{cm}.$$

✓ **RDC(2)**

$$L' = 2*60=120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{425}{6}, 70, 70, 60\text{cm}\right)=70\text{cm}$$

✓ **1^{er} étage**

$$L' = 2*60=120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}, 65, 65, 60\text{cm}\right)=65\text{cm}$$

✓ **Du 2^{eme} étage jusqu'au dernier étage.**

$$L' = 2*60=120\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

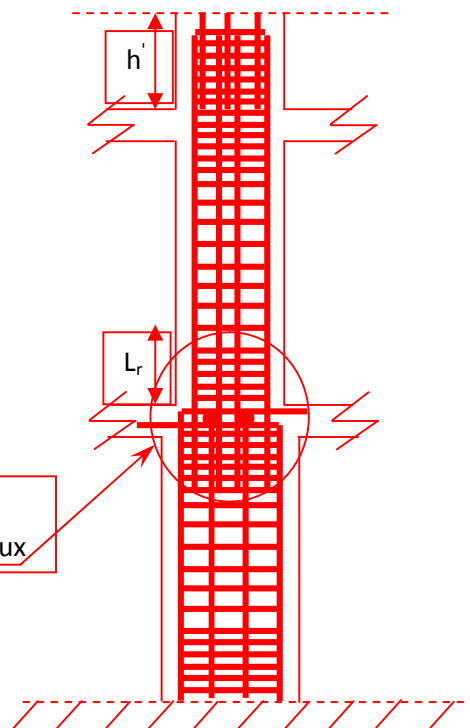


Figure V. 3 : Disposition des armatures des poteaux

V.2.4.6. Le schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<p>Sous sol RDC 1 RDC 2</p>	<p>80 cm</p> <p>80 cm</p> <p>2T25/Face</p> <p>2T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>2Cadres T10</p> <p>2Cadre T10</p>
<p>1^{ere} 2^{eme} 3^{eme} étage</p>	<p>75 cm</p> <p>75 cm</p> <p>4T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>2Cadres T10</p> <p>2Cadre T10</p>
<p>4^{em} 5^{eme} 6^{eme} étage</p>	<p>70 cm</p> <p>70 cm</p> <p>3T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>2Cadres T10</p> <p>2Cadre T10</p>

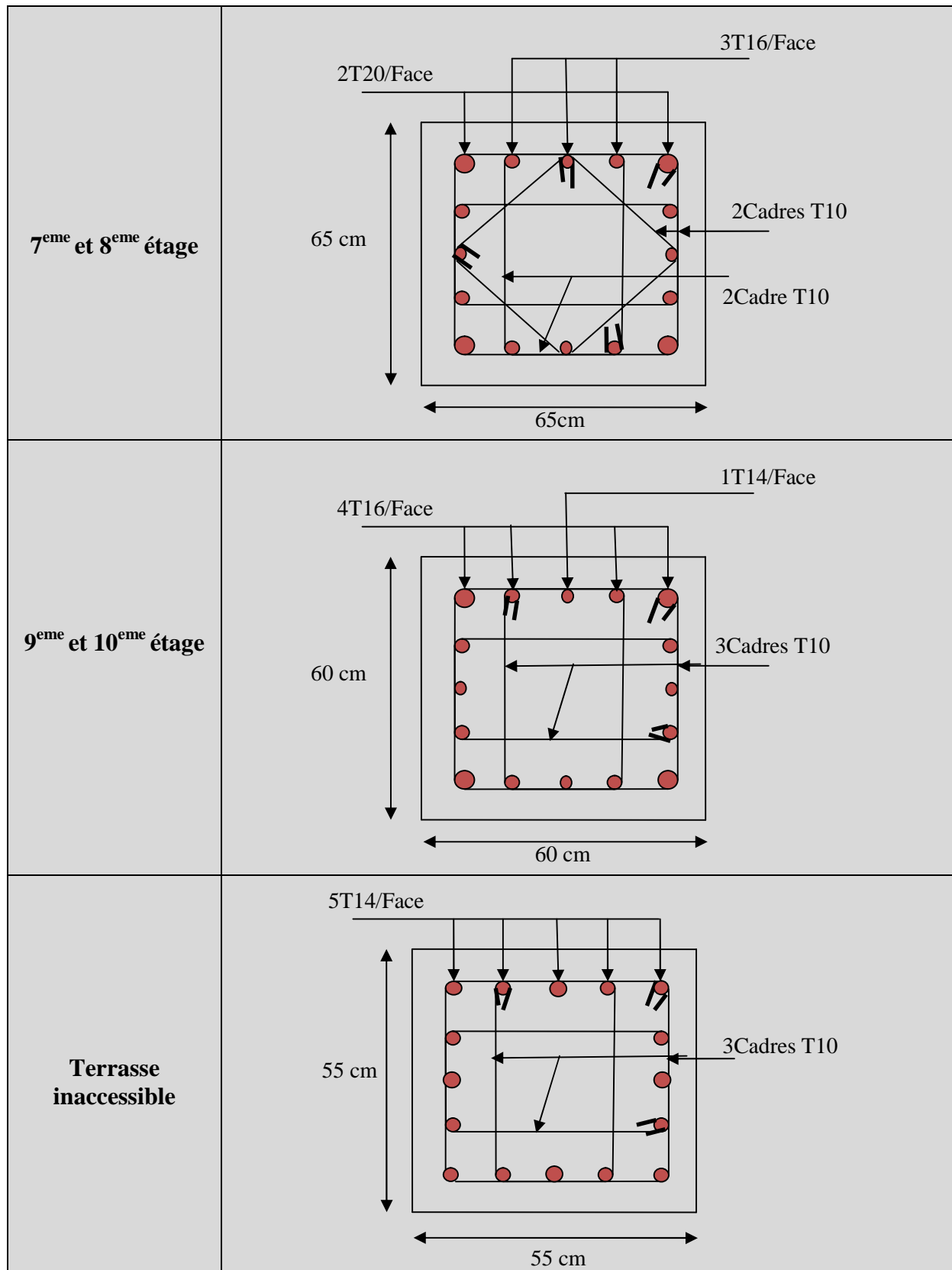


Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux

V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($40 \times 60 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 55 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000, version 14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

V.3.1.1. Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.6**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**



Figure V.5 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.3.1.2. Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de

$$: S \leq \min(h/4 ; 12 \phi_l)$$

-En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

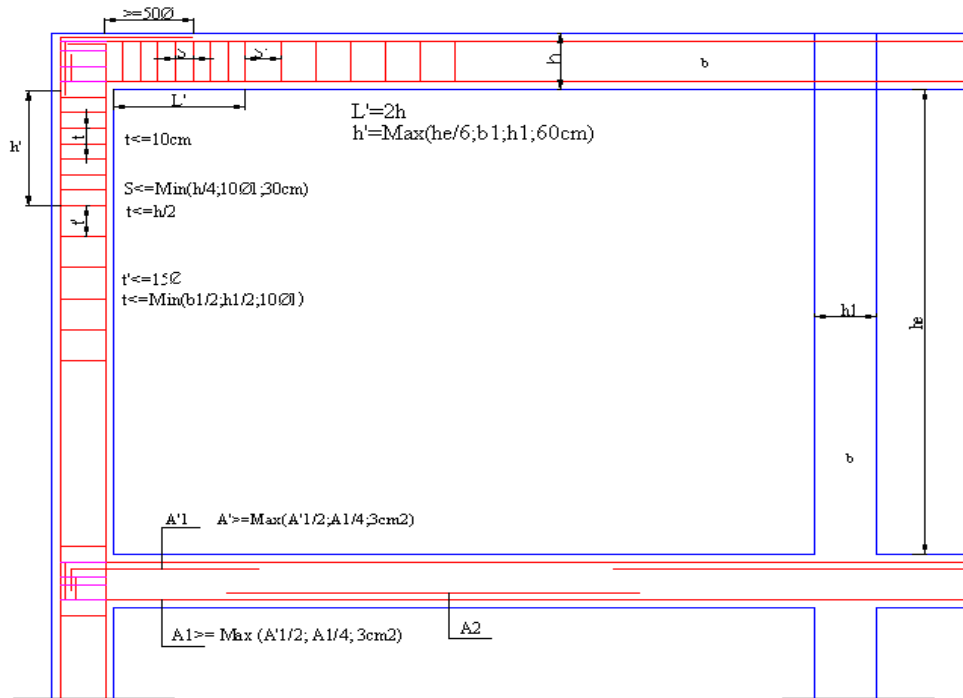


Figure V.6: Dispositions constructives portiques

Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.3.1.3. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	40×60	12	96	144
Secondaire	35×55	9,62	77	115,5

V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin) du RPA.

 Les sollicitations

Les sollicitations des poutres principales et secondaires sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau .V.9.Sollicitation des poutres principale et secondaire.

Niveau	Poutre principale (40*60)			Poutre secondaire (55*35)		
	Mt KN.m	Ma KN.m	V KN	Mt KN.m	Ma KN.m	V KN
Étages	244,20	-328,94	680,86	291,4	-284,43	501,3
Étage courant	249,21	-271,14	282,56	180,59	-196,41	166,21
Terrasse	52,71	-62,83	50,23	14,56	-34,29	22,45

REMARQUE : Les sollicitations sont prise par les combinaisons d'action les plus défavorables tels que les moments aux appuis sous la combinaison à l'ELU et les moments aux travées sous la combinaison à l'ELA.

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003

METHODE DE CALCUL DES ARMATURES A L'ELU (FLEXION SIMPLE) :

→ Calcul du moment réduit ultime : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$ situation courante ($\gamma_b = 1.5$)

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$A_s = 0$ et $A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

Tableau V. 10 : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	L (m)	Section	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Etages commerciaux	Principales	6,20	40×60	Appuis	19,26	12	8T14+4T16 = 20,36
				travées	13,54		4T14+4T16=14,20
	Secondaires	6,20	35×55	Appuis	18,64	9,62	4T16+4T14+4T12=18,72
				travées	13,16		4T16+4T14 =14,20
Etage courant (habitation)	Principales	6,20	40×60	Appuis	15,32	12	8T16=16,08
				travées	13,84		4T16+4T14=14,20
	Secondaires	6,20	35×55	Appuis	12,23	9,62	8T14=12,32
				travées	11,03		6T14+2T12=11,50
Terrasse inaccessible	Principales	6,20	40×60	Appuis	3,34	12	8T14=12,56
				travées	2,78		8T14=12,56
	Secondaires	6,20	35×55	Appuis	2,11	9,62	4T14+4T12=10,68
				travées	2,11		4T14+4T12=10,68

• **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement

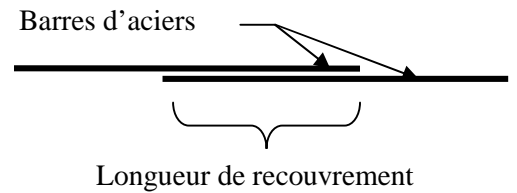
Telle que : $l_r > 40\phi_t$

$\phi = 12 \text{ mm}$: $l_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$ Soit : $l_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$: $l_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$ Soit : $l_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$: $l_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$ Soit : $l_r = 80\text{cm}$

$\phi = 20\text{mm}$: $l_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80\text{cm}$ Soit : $l_r = 100\text{cm}$



➤ **Armatures transversales**

• **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$ **BAEL91 (article H.III.3)**

✓ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{60}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1,2; 1,7; 4)$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{55}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1,2; 1,57; 3,5)$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm})$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(15\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : **$S_t=10 \text{ cm}$**

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(13,75\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : **$S_t=10 \text{ cm}$**

- **Zone courante:** $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 60/2=30\text{cm}$. ; Soit : **$S_t=15\text{cm}$**

Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 55/2=27,5\text{cm}$; Soit : **$S_t=15\text{cm}$**

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

- **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,57\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

- **Poutres principales :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.65\text{cm}^2 \leq A = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.11\text{cm}^2 \leq A = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Vérification des contraintes tangentielles

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$

Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	680,86	3,09	Vérifiée
Poutres secondaires	501,3	2,86	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable

On doit vérifier :

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

- Poutres principales :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [680,86 - \frac{328,94}{0.9 \times 0.55}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0,46cm^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 328,94 \times 10^{-3}}{400} = 9,45cm^2$$

Condition vérifiée.

▪ Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [501,3 - \frac{284,43}{0.9 \times 0.50}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3,75 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$\triangleright A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 284,43 \times 10^{-3}}{400} = 8,18 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	21,48	680,86	328,43	9,45	0,46	Vérifiée
Secondaires	18,66	501,3	284,43	8,18	-3,75	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<i>principales</i>	<i>Appui</i>	232,59	21,87	465433,80	10,92	15	vérifiée
	<i>Travée</i>	120,33	19,09	354662,25	6,47	15	vérifiée
<i>Secondaires</i>	<i>Appui</i>	91,27	21,46	345488,39	5,66	15	vérifiée
	<i>Travée</i>	82,88	21,41	343897,67	5,15	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{60}{620} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{120,33}{10 \times 51,17} = 0.026 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{13,54}{40 \times 55} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{620}{500} = 1.24cm$$

• Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 4.25 = 2.76KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.65 = 3.67KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.65 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.92KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.76 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 9.94KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.67 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 13.22KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.92 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 24.93KN.m$$

D'après le logiciel SOCOTEC

$$\Delta f_t = 0.51mm; f_{gv} = 0,49mm; f_{gi} = 0.63mm;$$

$$\Delta f_t = 0,51 < f_{ad} = 12,4mm \dots\dots\dots$$



➤ Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{620} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{82,88}{10 \times 51.17} = 0.16 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{18,71}{35 \times 50} = 0.010 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc on doit faire une vérification de la flèche.

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$ La flèche admissible pour une poutre est :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{620}{500} = 1.24cm$$

• Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 4.25 = 2.76KN/m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.65 = 3.67KN/m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.65 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.92KN/m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.76 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 9.94KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.67 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 13.22KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.92 \times 6.20^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 24.93KN.m$$

D'après le logiciel SOCOTEC

$$\Delta f_t = 0.69mm; f_{gv} = 0,66mm; f_{gi} = 0.86mm;$$

$$\Delta f_t = 0,51 < f_{ad} = 12,4mm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

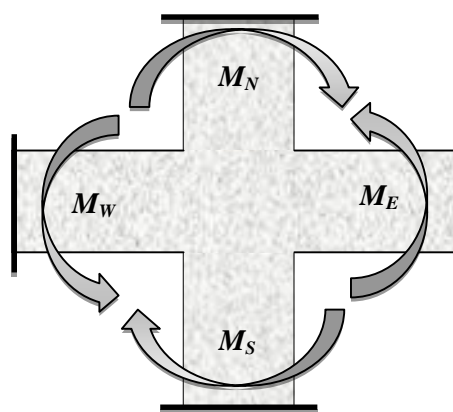


Figure V. 7 : Différents moments dans la zone nodale

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
80×80	68	52,8	1249,45
75×75	63,75	45,72	1014,29
70×70	59,5	41,2	853,08
65×65	55,25	36,7	705,63
60×60	51	30,29	537,58
55×55	46,75	24,63	400,70

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres

	Section	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol	P.P (40×60)	51	20,36	361,34
	P.S (35×55)	45,74	18,72	297,97
RDC (1 et 2)	P.P (40×60)	51	16,08	285,38
	P.S (35×55)	45,74	12,32	196,103
Etages courants	P.P (40×60)	51	12,32	218,65
	P.S (35×55)	45,74	10,68	169,99
Terrasse	P.P (40×60)	51	12,32	218,65
	P.S (35×55)	45,74	10,68	169,99

V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.16 : Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
Sous-sol	PP	1249,45	1249,45	361,34	2498,9	903,35	Vérifier
	PS			297,97		744,92	Vérifier
RDC1	PP	1249,45	1249,45	361,34	2498,9	903,35	Vérifier
	PS			297,97		744,92	Vérifier
RDC2	PP	1249,45	1249,45	361,34	2498,9	903,35	Vérifier
	PS			297,97		744,92	Vérifier
1 ^{er} étage	PP	1014,29	1014,29	285,38	2028,58	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	1014,29	1014,29	285,38	2028,58	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier

3 ^{ème} étage	PP	1014,29	1014,29	285,38	2028,58	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	853,08	853,08	285,38	1706,16	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	853,08	853,08	285,38	1706,16	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	853,08	853,08	285,38	1706,16	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	705,63	705,63	285,38	1411,26	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	705,63	705,63	285,38	1411,26	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
9 ^{ème} étage	PP	537,58	537,58	285,38	1075,16	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
10 ^{ème} étage	PP	537,58	537,58	285,38	1075,16	713,45	Vérifier
	PS			196,103		490,25	Vérifier
Terrasse	PP	400,70	400,70	218,65	801,4	546,62	Vérifier
	PS			169,99		424,97	Vérifier

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

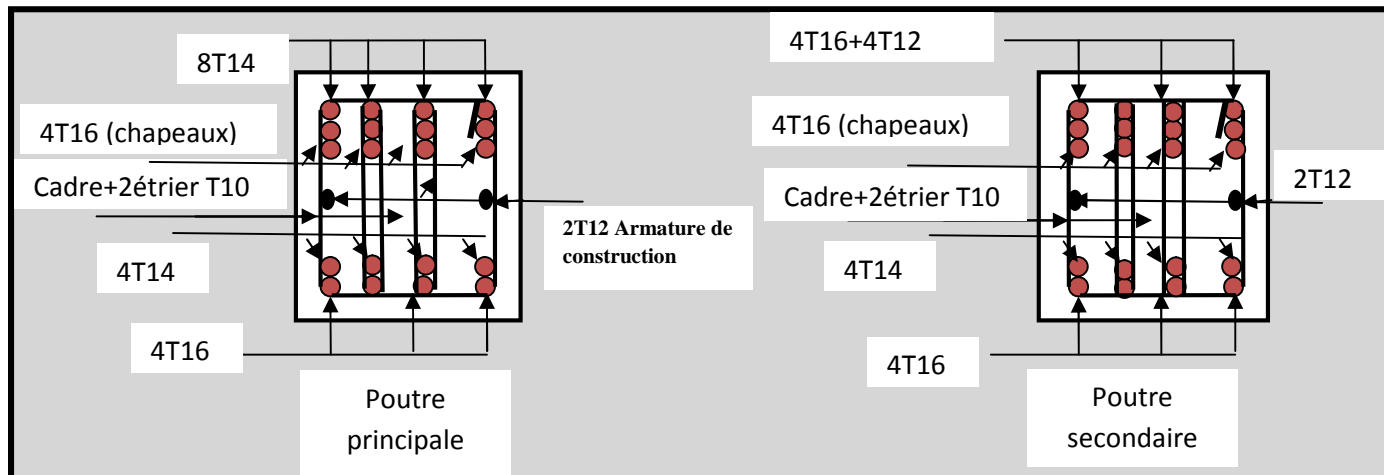


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du sous-sol et RDC (1et2)

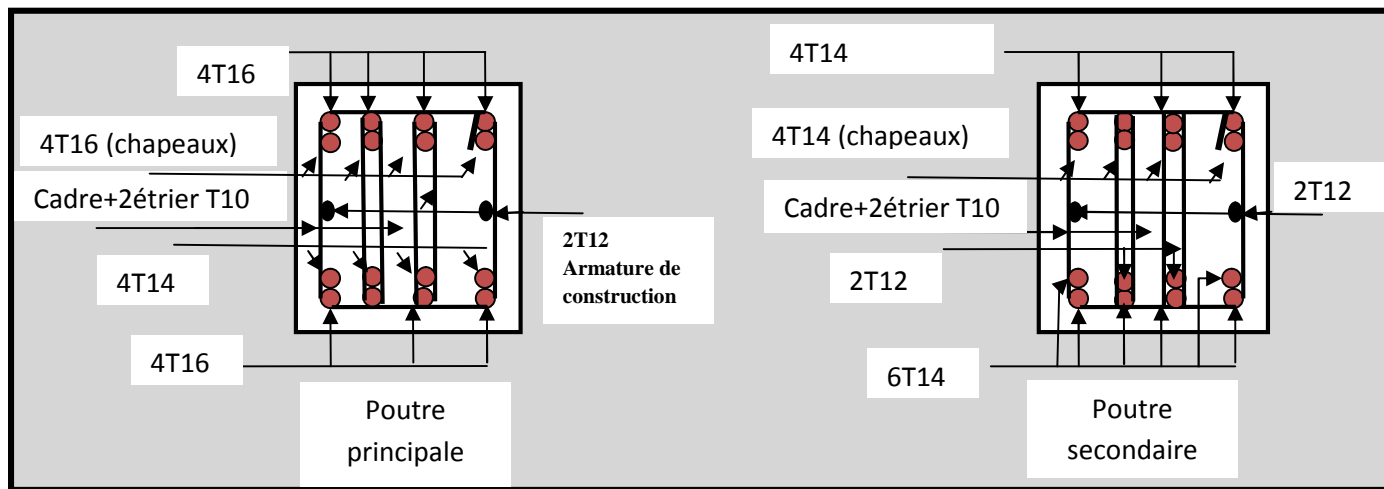


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires des étages courants

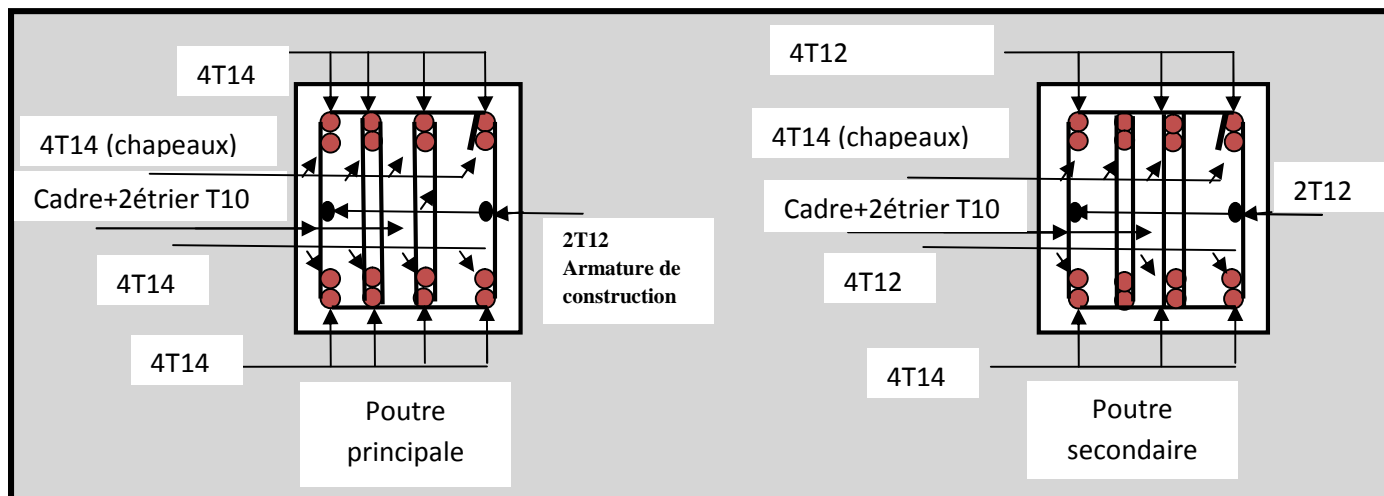


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de la Terrasse

V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\triangleright A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

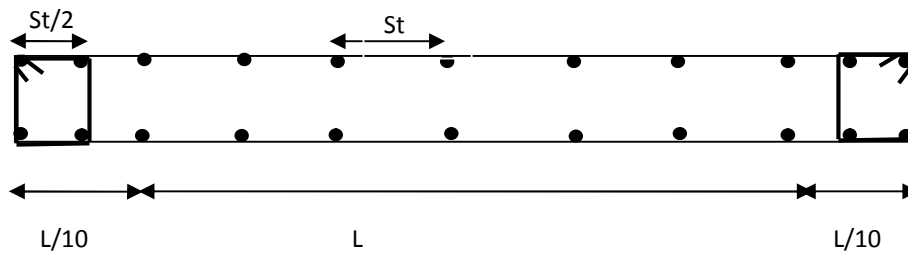


Figure .V.11 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent

être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
- ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

V.4.2.Disposition des voiles

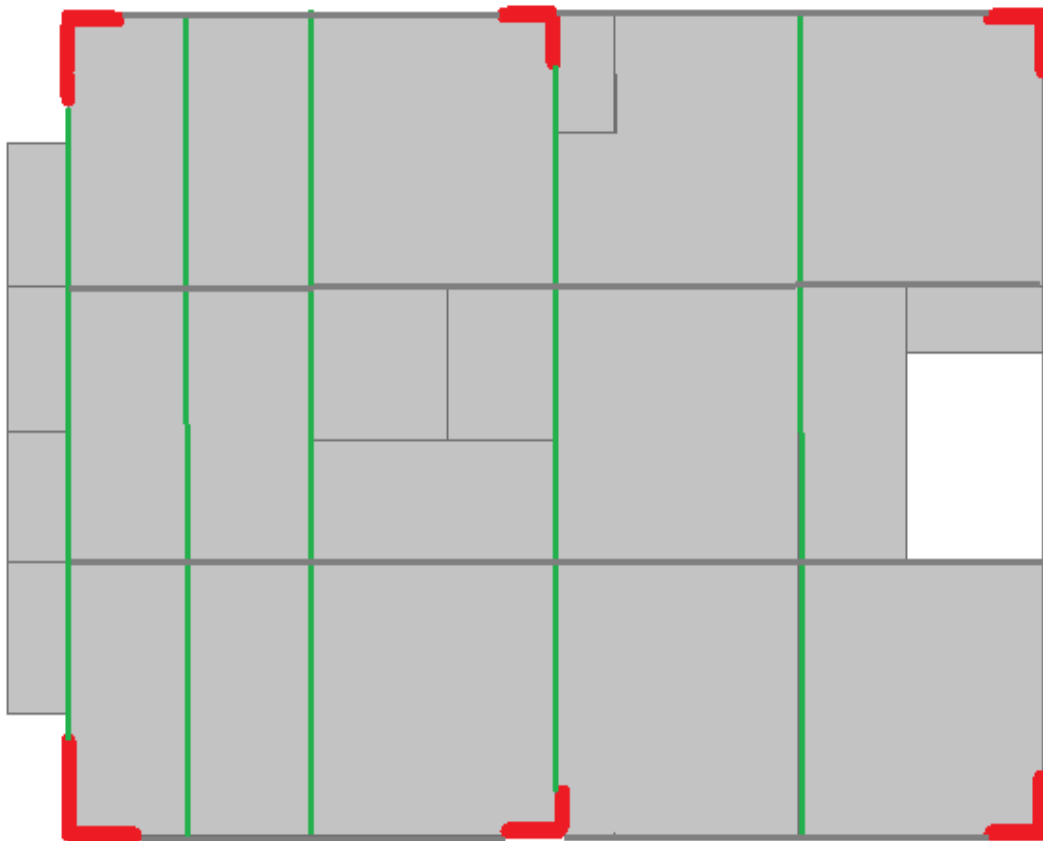


Figure .V.12 : Schéma de répartition des voiles

V.4.3.Sollicitation dans les voiles :

Tableau V.17.Sollicitations dans le voile Vy1.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol, RDC (1et2)	2576.11	1568.15	1589.18	2195,187	134.22	1589.18	496.62
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	1523.40	212.81	399.55	752.47	434.01	352.13	292.71
6 ,7,8,9,10 ^{ème} étages	838.59	312.09	350.85	394.67	276.5	276.5	266.94

Tableau V.18.Sollicitations dans le voile Vy2.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol, RDC (1et2)	1603.84	716.72	716.72	1603.84	41.31	666.03	253.67
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	1054.14	214.82	998.82	376.82	325.75	113.63	257.21
6 ,7,8,9,10 ^{ème} étages	590.02	296.72	345.64	568.31	171.17	15.89	243.14

Tableau V.19.Sollicitations dans le voile Vy3.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol, RDC (1et2)	1025,31	119.59	254.66	638.76	396.61	208.9	116.11
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	680.02	131.6	221.39	358.52	210.26	194.12	148.52
6 ,7,8,9,10 ^{ème} étages	344.38	208,12	243.82	187.91	113.80	192.61	163.78

Tableau V.20.Sollicitations dans le voile Vy4.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol, RDC (1et2)	1346.02	154.69	372.05	1142.11	497.4	210.97	156.91
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	835,13	211.18	331.27	802.44	234.31	72.05	215.34
6 ,7,8,9,10 ^{ème} étages	467,51	234,2	283,82	433,28	147,54	4.58	192.47

Tableau V.21.Sollicitations dans le voile Vy5.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol, RDC (1et2)	288.66	117.97	182.46	7.42	7.42	182.46	79.92

Tableau V.22.Sollicitations dans le voile Vy6.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	304.06	230.96	230.96	304.06	9.38	69.12	107.44

Tableau V.23.Sollicitations dans le voile Vx1.

Niveau	L	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	1.9	1429.21	111.6	1026.12	1022.14	484.95	901.91	398.08
1,2,3,4et 5 ^{ème} étages	1.45	1102.55	24.39	387.63	659.09	426.33	382.01	197.22
6,7,8,9, 10 ^{ème} étages	1.45	520.79	170.25	170.26	520.79	111.07	76.67	122.77

Tableau V.24.Sollicitations dans le voile Vx2.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	1205.41	9.09	195.06	398.46	398.46	195.06	73.59
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	702.42	26.37	253.79	442.54	295.81	247.53	139.8
6,7,8,9,10 ^{ème} étages	391.7	25.2	121.57	182.55	98.99	115.89	87.49

Tableau V.25.Sollicitations dans le voile Vx3.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	524.45	307.18	307.18	524.45	130.77	291.77	108.22

Tableau V.26.Sollicitations dans le voile Vx4.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	1237.65	32.89	598.46	412.68	412.68	598.46	236.88
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	1123.2	91.98	403.23	733.76	676.36	290.59	208.54
6,7,8,9,10 ^{ème} étages	539.11	68.71	155.13	535.42	145.44	68.03	110

Tableau V.27.Sollicitations dans le voile Vx5.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	1200.5	45.92	244.45	1056.49	419.15	192.99	85.17
1,2,3,4et5 ^{ème} étages	784.49	8.4	203.93	496.14	325.1	203.93	122.09
6,7,8,9,10 ^{ème} étages	421.25	59.76	160.75	201.19	109.92	146.86	112.36

Tableau V.28.Sollicitations dans le voile Vx6.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	(KN)
Sous-sol, RDC (1et2)	537.45	245.11	287.87	88.11	88.11	287.87	109.08

V.4.4. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 4) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 5) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 6) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

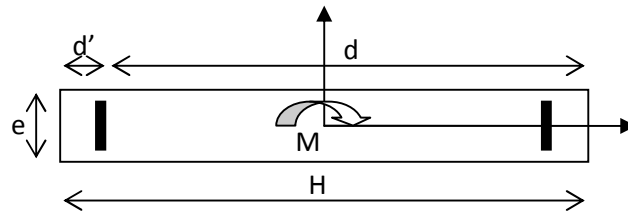


Figure. V.13 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée. avec $L_c = L - 2L_t$

V.4.5. Exemple de calcul :

Vy1 au niveau sous-sol et RDC (1 et 2) .

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor}

1- Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 2,20 \text{ m}, d = 2 \text{ m}, e = 0.25\text{m}.$

$N_{max} = 2576,11 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1568,15 \text{ KN.m (Combinaison ELU)}, V = 469,62 \text{ KN}.$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.6 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1,1 \text{ m} \rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section). $L = 2,20\text{m}$

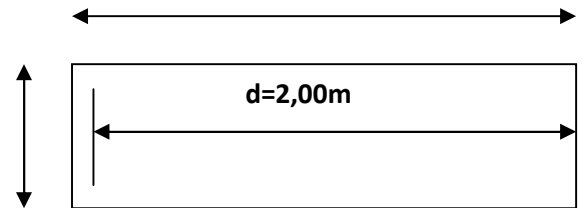
Il faut vérifier la condition suivante:

(a) \leq (b).....(I)

(a) = $(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

(b) = $N_u \times (d - d') - M_{uA}$

$e = 0.25\text{m}$



$M_{uA} = M + N \times (d - h/2) = 1568,15 + 2576,11 \times (2 - 1,1) = 3886,64 \text{ KN.m}$

(a) = $0.337 \times 2,20 - 0.81 \times 0.2 \times 2,2 \times 0.25 \times 14.2 = 4,52$

(b) = $2576,11 \times (2 - 0.2) - 3886,64 = 0.75$

\rightarrow (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3886,64 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2^2 \times 14.2} = 0.27 < (\mu_l = 0.3916) \rightarrow A' = 0$

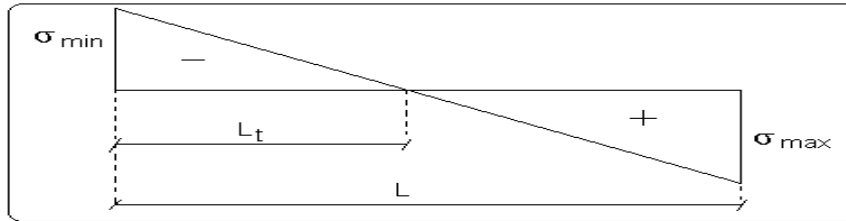
$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.41 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 1.67\text{m}$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{3886,64 \times 10^{-3}}{1.67 \times 348} \Rightarrow A_1 = 66,76\text{cm}^2$

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 66.76 \times 10^{-4} - \frac{2576,11 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -7.25\text{cm}^2$

$A_s = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{2576,11 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,2} + \frac{1568,15 \times 10^{-3}}{0,221} \times 1,1 = 12,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{2576,11 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,2} - \frac{1568,15 \times 10^{-3}}{0,221} \times 1,1 = -3,12 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3,12 \times 2,20}{12,48 + 3,12} = 0,44$$

2-Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V = 469,62 \text{ KN.}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 469,62 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \rightarrow A_h = 2,04 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M_{max} = 1578,90 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 2195,18 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$e_G = 0,71 \text{ m} < (h/2) = 1,1 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1578,90 + 2195,18 \times (2 - 1,1) = 3554,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 3554,56 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,213 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,36 \rightarrow z = 1,70 \text{ m} \rightarrow A_l = 60 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -2,99 \text{ cm}^2. \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 11,85 \text{ MPa}, \sigma_{min} = -3,86 \text{ MPa} \text{ et } L_t = 0,54 \text{ m}$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 134,223 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 1589,18 \text{ KN.m}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 11,85 \text{ m} > (h/2) = 1,1 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 1709,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0,16 \rightarrow z = 1,87 \text{ m} \rightarrow A_l = 26,27 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 22,41 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 8,15 \text{ MPa}, \sigma_{min} = -7,66 \text{ MPa} \text{ et } L_t = 1,06 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{y1}

$$A_V \geq 22,41 \text{ cm}^2. \text{ Et } A_H \geq 2,04 \text{ cm}^2.$$

V.4.6. Recommandation du RPA

$$A_{min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 25 \times 220 = 8,25 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/2003).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 200 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 6,03 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL91).}$$

$$A_{min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 25 \times 106 = 5,3 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA99/2003).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 200 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 6,03 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL91).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 25 \times (220 - 2 \times 106) = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/2003)}$$

$$\text{Donc on ferraille avec : } A_{V(ZT)} = 22,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 10\text{HA}14 + 4\text{H}16 = 23,44 \text{ cm}^2$$

4.7. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du **RPA99/version 2003** comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 469,62 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2} = 1,31 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa Art (7.7.2.) RPA}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.29 : Ferrailage des voiles Vy_1

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)	1 ^{er} . jusqu'au 5 ^{eme}	5 ^{eme} Jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		2,20	2,20	2,20
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		1589,18	212.81	276.5
N (KN)		134,22	1523.40	276.5
V(KN)		496,62	292.71	266.94
τ_U Mpa		1,31	0,909	0,944
Av cal /face (cm ²)		22,41	16,838	6,6
Av min/face (cm ²)		8,25	6.6	6.6
Av adop/face (cm ²)		23,44	17,46	15,82
N ^{barre} /face		4H16+10H14	4H14+10HA12	14H12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	17	17	17
Ah cal/plan (cm ²)		2.04	1,14	1,18
Ah min/plan (cm ²)		0.75	0.6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		2,26	1.58	1.58
N ^{barre} /plan		2HA12	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.30 : Ferrailage des voiles Vy_2

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)	1 ^{er} . jusqu'au 5 ^{eme}	5 ^{eme} Jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		1.50	1.50	1.50
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		666.03	212.81	15.89
N (KN)		41.31	1523.40	171.17
V(KN)		253.67	292.71	243.14
τ_U Mpa		1,052	0,909	1,261
Av cal /face (cm ²)		13,182	16,838	6,6
Av min/face (cm ²)		5,625	6.6	6.6
Av adop/face (cm ²)		18,48	18,48	13,56
N ^{barre} /face		12HA14	12H14	12H12
S _t (cm)	Milieu	15	15	15
Ah cal/plan (cm ²)		1,64	1,14	1,58
Ah min/plan (cm ²)		0,75	0.6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		2,26	1.58	1,58
N ^{barre} /plan		2HA12	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.31 : Ferrailage des voiles Vy_3

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)	1 ^{er} . jusqu'au 5 ^{eme}	5 ^{eme} Jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		90	90	90
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		119.59	194.12	192.61
N (KN)		1025 .31	194.12	113.80
V(KN)		116.11	148.52	163.78
τ_U Mpa		0,803	1,284	1,415
Av cal /face (cm ²)		17,799	4,2	5,165
Av min/face (cm ²)		3.37	2.7	2.7
Av adop/face (cm ²)		18,09	9.04	9,04
N ^{barre} /face		8HA16	8HA12	8H12
S _t (cm)	extrémité	8	8	8
	Milieu	10	10	10
Ah cal/plan (cm ²)		1,25	1,60	1,77
Ah min/plan (cm ²)		0,75	0.6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		2,26	2.26	2,26
N ^{barre} /plan		2HA12	2HA12	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.32 : Ferrailage des voiles Vy_4

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)	1 ^{er} . jusqu'au 5 ^{eme}	5 ^{eme} Jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		115	115	115
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		154.69	72.05	283,82
N (KN)		1346.02	234.31	433,28
V(KN)		156.91	215.34	192.47
τ_U Mpa		0,849	1,456	1,302
Av cal /face (cm ²)		19,869	3.45	3,45
Av min/face (cm ²)		5,75	3.45	3,45
Av adop/face (cm ²)		22,11	11,30.	11,30
N ^{barre} /face		10HA16	10HA12	10H12
S _t (cm)	extrémité	8	8	8
	Milieu	12	12	12
Ah cal/plan (cm ²)		1,33	1,82	1,63
Ah min/plan (cm ²)		0,75	0.6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		2,26	2.26	2,26
N ^{barre} /plan		2HA12	2HA12	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.33 : Ferrailage des voiles Vy_5

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)
L (cm)		100
e (cm)		25
M (KN.m)		182.46
N (KN)		7.42
V(KN)		79.92
τ_U Mpa		0,497
Av cal /face (cm ²)		5,538
Av min/face (cm ²)		3,75
Av adop/face (cm ²)		9,04
N ^{barre} /face		8HA12
S _t (cm)	extrémité	8
	Milieu	14
Ah cal/plan (cm ²)		0,78
Ah min/plan (cm ²)		0,75
Ah adop/plan (cm ²)		1,58
N ^{barre} /plan		2HA10
S _t (cm)		20

Tableau V.34 : Ferrailage des voiles Vy_6

Niveau		Sous-sol, RDC (1et 2)
L (cm)		100
e (cm)		25
M (KN.m)		230.96
N (KN)		304.06
V(KN)		107.44
τ_U Mpa		0,669
Av cal /face (cm ²)		3,75
Av min/face (cm ²)		3,75
Av adop/face (cm ²)		9,04
N ^{barre} /face		8HA12
S _t (cm)	extrémité	8
	Milieu	14
Ah cal/plan (cm ²)		1,04
Ah min/plan (cm ²)		0,75
Ah adop/plan (cm ²)		1,58
N ^{barre} /plan		2HA10
S _t (cm)		20

Tableau V.35: Ferrailage des voiles Vx_1

Niveau		Sous-sol, RDC (1et2)	1 ^{er} , jusqu'au3 ^{eme}	5 ^{eme} jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		190	145	145
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		111,6	24,39	76,67
N (KN)		1429,21	1102,551	111,069
V(KN)		398,08	197,22	122,77
τ_U Mpa		1.304	1,06	0.65
Av cal /face (cm ²)		20,06	14,41	0,23
Av min/face (cm ²)		7,125	4,35	4,35
Av adop/face (cm ²)		15.77	15,4	11,3
N ^{barre} /face		14HA14	10HA14	10H12
S _t (cm)	extrémité	8	8	8
	Milieu	15	15	15
Ah cal/plan (cm ²)		2,04	1,32	0,82
Ah min/plan(cm ²)		0.75	0,6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		2,26	1,58	1,58
N ^{barre} /plan/ml		2HA12	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.36 : Ferrailage des voiles Vx_2

Niveau		Sous-sol, RDC (1et2)	1 ^{er} , jusqu'au3 ^{eme}	5 ^{eme} jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)		105	105	105
e (cm)		25	20	20
M (KN.m)		9,09	26,36	25,20
N (KN)		1205,41	702,419	391,70
V(KN)		73,59	139,80	87,49
τ_U Mpa		0,43	0,97	0.61
Av cal /face (cm ²)		15,39	9,72	5,79
Av min/face (cm ²)		3,93	3,15	3,15
Av adop/face (cm ²)		15.77	11,3	11,3
N ^{barre} /face		10HA14	10HA12	10HA12
S _t (cm)	extrémité	8	8	8
	Milieu	12	12	12
Ah cal/plan (cm ²)		0,68	1,29	0,81
Ah min/plan (cm ²)		0.75	0,6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)		1,58	1,58	1,58
N ^{barre} /plan/ml		2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.37: Ferrailage des voiles Vx₃

Niveau	Sous-sol, RDC (1et2)	
L (cm)	130	
e (cm)	25	
M (KN.m)	291,77	
N (KN)	130,77	
V(KN)	108,22	
τ_U Mpa	0,5	
Av cal /face (cm ²)	5,15	
Av min/face (cm ²)	4,87	
Av adop/face (cm ²)	6,78	
N ^{barre} /face	6HA12	
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	25
Ah cal/plan (cm ²)	0,81	
Ah min/plan (cm ²)	0.75	
Ah adop/plan (cm ²)	1,58	
N ^{barre} /plan/ml	2HA10	
S _t (cm)	20	

Tableau V.38: Ferrailage des voiles Vx₆

Niveau	Sous-sol, RDC (1et2)	
L (cm)	130	
e (cm)	25	
M (KN.m)	287,87	
N (KN)	88,10	
V(KN)	109,08	
τ_U Mpa	0,52	
Av cal /face (cm ²)	5,58	
Av min/face (cm ²)	4,87	
Av adop/face (cm ²)	6,78	
N ^{barre} /face	6HA12	
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	25
Ah cal/plan (cm ²)	0,82	
Ah min/plan (cm ²)	0.75	
Ah adop/plan (cm ²)	1,58	
N ^{barre} /plan/ml	2HA10	
S _t (cm)	20	

Tableau V.39 : Ferrailage des voiles Vx₄

Niveau	Sous-sol, RDC (1et2)	1 ^{er} . jusqu'au 3 ^{eme}	5 ^{eme} jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)	150	150	150
e (cm)	25	20	20
M (KN.m)	32,89	91,98	68,70
N (KN)	1205,41	1123,20	539,11
V(KN)	236,88	208,54	110,00
τ_U Mpa	0,88	0,97	0.51
Av cal /face (cm ²)	16,29	16,11	8,45
Av min/face (cm ²)	5,62	4,5	4,5
Av adop/face (cm ²)	16,94	16,94	12,43
N ^{barre} /face	11HA14	11HA14	11HA12
S _t (cm)	extrémité	8	8
	Milieu	15	15
Ah cal/plan (cm ²)	1,54	1,35	0,71

Ah min/plan (cm ²)	0.75	0,6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)	1,58	1,58	1,58
N ^{barre} /plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.40 : Ferrailage des voiles Vx₅

Niveau	Sous-sol, RDC (1et2)	1 ^{er} jusqu'au 3 ^{eme}	5 ^{eme} jusqu'au 10 ^{eme}
L (cm)	105	105	105
e (cm)	25	20	20
M (KN.m)	15,92	8,4	59,76
N (KN)	1200,5	784,49	421,25
V(KN)	85,17	122,09	112,36
τ_U Mpa	0,45	0,81	0.74
Av cal /face (cm ²)	16,64	10,11	7,4
Av min/face (cm ²)	3,93	3,15	3,15
Av adop/face (cm ²)	16,94	12,43	12,43
N ^{barre} /face	11HA14	11HA12	11HA12
S _t (cm)	extrémité	8	8
	Milieu	10	10
Ah cal/plan (cm ²)	0,79	0,79	1,13
Ah min/plan (cm ²)	0.75	0,6	0.6
Ah adop/plan (cm ²)	1,58	1,58	1,58
N ^{barre} /plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20

V4.8. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (Sous- sol et RDC (1 et 2)) :

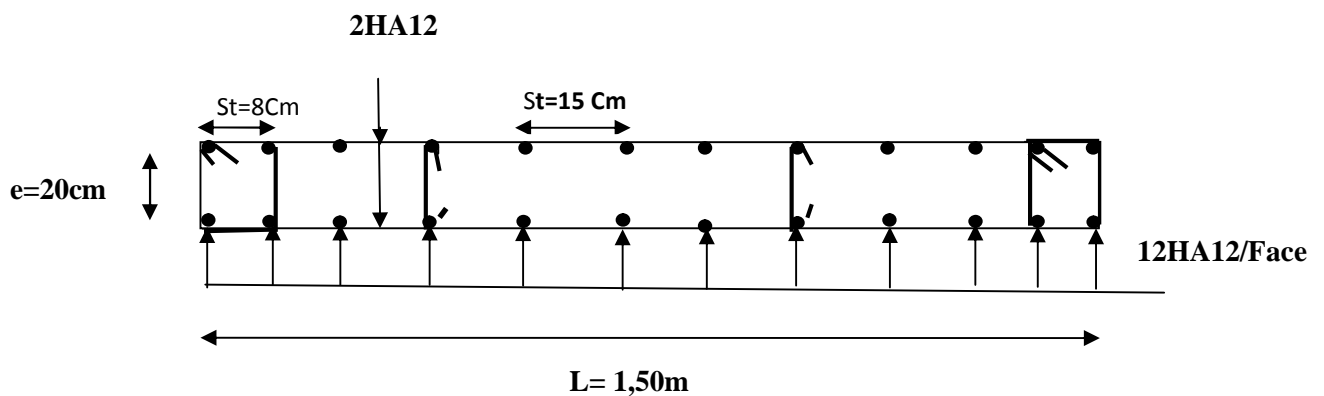


Figure V.14 : schéma de ferrailage d'un voile (Vy2)

V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.



*CHAPITRE VI:
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE*

VI.1. Définition :

Les fondations, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

1) Calcul des fondations superficielles:

1.1) Combinaisons de calcul:[1]

Les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'actions suivantes:

- $G + Q \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**
- $0.8G \pm E$

1.1) Vérification des semelles isolées :

Les poteaux ont des sections carrées (a x a) donc, on opte pour des semelles carrées (A x A).

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = 4712.809 \text{ KN}$$

$$N = N_{cal} + P_s + Pa$$

N_{cal} : Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

Pa = poids de l'avant poteau ; $Pa = 0.8 * 0.8 * 1.5 * 25 = 24 \text{ KN}$.

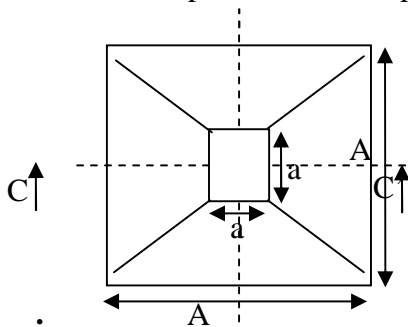


Fig.VI-1 : Vue en plan d'une semelle isolée.

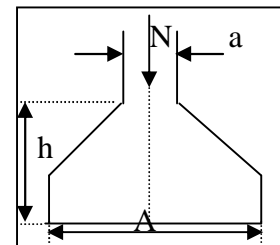


Fig.VI-2 : Coupe C-C'.

Choisissant deux poteaux dans la structure où la distance entre eux est de 2.7m.

• **Poteau :**

$$N = 4756,809 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N/S \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \left(\frac{N}{\sigma_{sol}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{4,756809}{0,15}} = 5,63 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3.Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

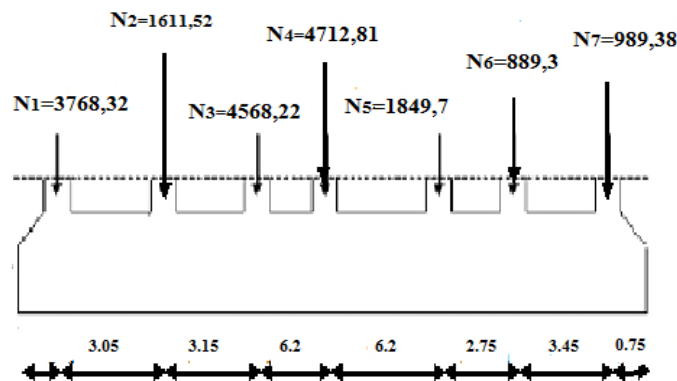


Figure VI.3. Schéma d'une semelle filante

$$N_s = 7 \times 20 = 140 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 18389.25 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 18529.25 \text{ KN}$$

$$L = 26.3 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{18.38925}{0.15 \times 26.3} = 4.66 \text{ m}$$

On à la largeur de notre semelle égale à 4.66 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe est de 2.75 m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.4. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.4.1. Pré dimensionnement :

a) Condition de coffrage

➤ **Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{620}{10} = 62cm \text{ Soit } h=65 \text{ cm.}$$

➤ **La dalle :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{620}{20} = 31 \text{ cm soit } h=35 \text{ cm}$$

❖ **Condition de rigidité :**

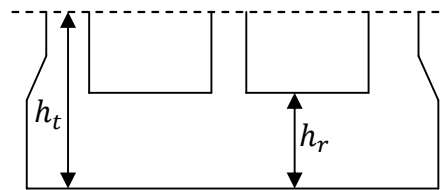


Figure VI.4: Dimensions du radier.

[5]

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \dots \dots \dots (2)$$

E : Module d'élasticité du béton $E=3.216 \cdot 10^4 MPa$

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle. On prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2)} h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \approx 0.968 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 65cm$. Pour les nervures du radier.

$h_r = 35cm$. Pour la dalle de radier

$$N_1 = 48681,51 \text{ KN. (Poids total) } 48681,511$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{48,68151}{0.15} = 324.54 \text{ m}^2$$

Or que la surface de notre bâtiment au niveau (-3.74m) est de $S=483.23\text{m}^2$; donc on prend $S_r = S$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

. VI.4.2. Les vérifications nécessaires :

a. Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

Sous poteaux :

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a' + b') \times 2$$

$$\begin{cases} a' = a + h = 0.8 + 1 \\ b' = b + h = 0.8 + 1 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 7.2\text{m}$$

$$0.045 \times 7.2 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5400 \text{ KN la condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow N_u = 4712.809 \text{ KN} \leq Q_u = 5400 \text{ KN}$$

b. Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq 0.05 * f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = \frac{66936,25 \times 6.2}{2 \times 483.23} \times 1 = 429.41 \text{ KN}$$

N_d : l'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 66936.25 \text{ KN (calcul sap)}$$

$$\tau_u = \frac{429.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.45} = 1.06 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_x = 14690.595m^4 ; Y_G = 9.55m.$$

$$I_y = 25775.899 m^4 ; X_G = 12.65m.$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

➤ **Sens X-X' :**

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 57284,73KN \text{ et } M_x = 53089,6KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{57284,73}{483.23} + \frac{53089,6}{14690.595} \times 9.55 = 153,05 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{49841,274}{483.23} - \frac{63377.53}{14690.595} \times 9.55 = 84,03 \text{ KPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 135,79 \text{ KPa} < \sigma_{sol} = 150 \text{ KPa} \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y' :**

$$N = 57284,73KN \text{ et } M_y = 49337,78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{57284,73}{483.23} + \frac{49337,78}{25775.899} \times 12.65 = 142,56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{57284,73}{483.23} - \frac{49337,78}{25775.899} \times 12.65 = 94,52 \text{ KPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 130,55 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KPa} \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

d-Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1.5$, coefficient de sécurité.

$H = 4.5$ m Hauteur d'ancrage

$S = 483.23m^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau

$$N_u = 57284,73 \text{ KN} \quad N_u \geq P = 1.5 \times 4.5 \times 483.23 \times 10 \\ = 32618.025 \text{ KN} \dots \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

e. Vérification au renversement :

Selon le **RPA99** (Article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{49337,78}{57284,73} = 0,86m < \frac{25.3}{4} = 6.32 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

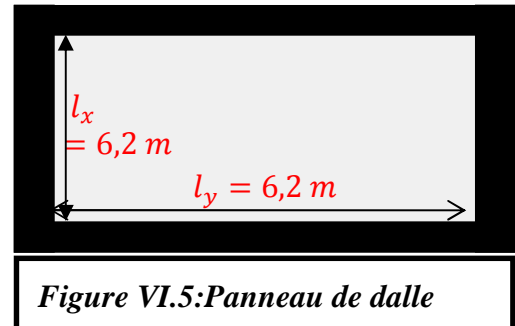
$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{53089,6}{57284,73} = 0,92m < \frac{19.1}{4} = 4.77 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

VI.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$



a-Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{66936,25}{483,23} + 1.35 * 8.75 = 150,33 \text{ KN/m}^2$
 - $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{48681,51}{483,23} + 8.75 = 109,49 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.84 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0368. \\ \mu_y = 1,00. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.038 * 150.33 * 6,2^2 = 212,65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 212,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 180,75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 180,75 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -85,06 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 :Résumé des résultats du ferrailage du radier

		M (KN.m)	A_{calculée} (cm²/ml)	A_{choisie} (cm²/ml)	S_t (cm)
En travée	Sens x-x	180,75	17,72	9HA16=18,09	12
	Sens y-y	180,75	17,72	9HA16=18,09	12
En appuis		-85,06	8,01	6HA14=9,24	17

Note :

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

- ✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,1 > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ (Acier HA FeE400)

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 2,8 \text{ cm}^2/ml$
 $A_t^x = 17,72 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2,8 \text{ cm}^2/ml$

Vérifiée

▪ s yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$
 $A_t^y = 17,72 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/ml$

Vérifiée

✓ En appuis :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.8 \text{ cm}^2/ml$

$\Rightarrow A_a = 8,01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.80 \text{ cm}^2/ml$

Vérifiée

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 233,01 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 233,01 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 233,01 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{233,01 * 10^{-3}}{1 * 0.315} \Rightarrow \tau_u = 0.739 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 1,0 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0441. \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0441 * 109,49 * 6,2^2 = 185,61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 185,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 157,76 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 157,76 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -74,24 \text{ KN.m}$

🔧 **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

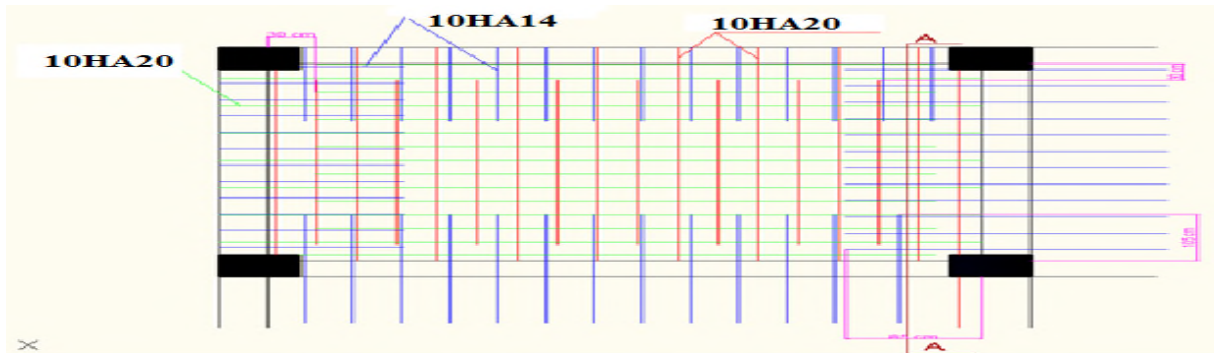


Figure VI. 6.Schéma de ferrailage du radier

VI.5.Etudes des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on opte le même ferrailage pour les autres nervures.

a-Distribution des charges :

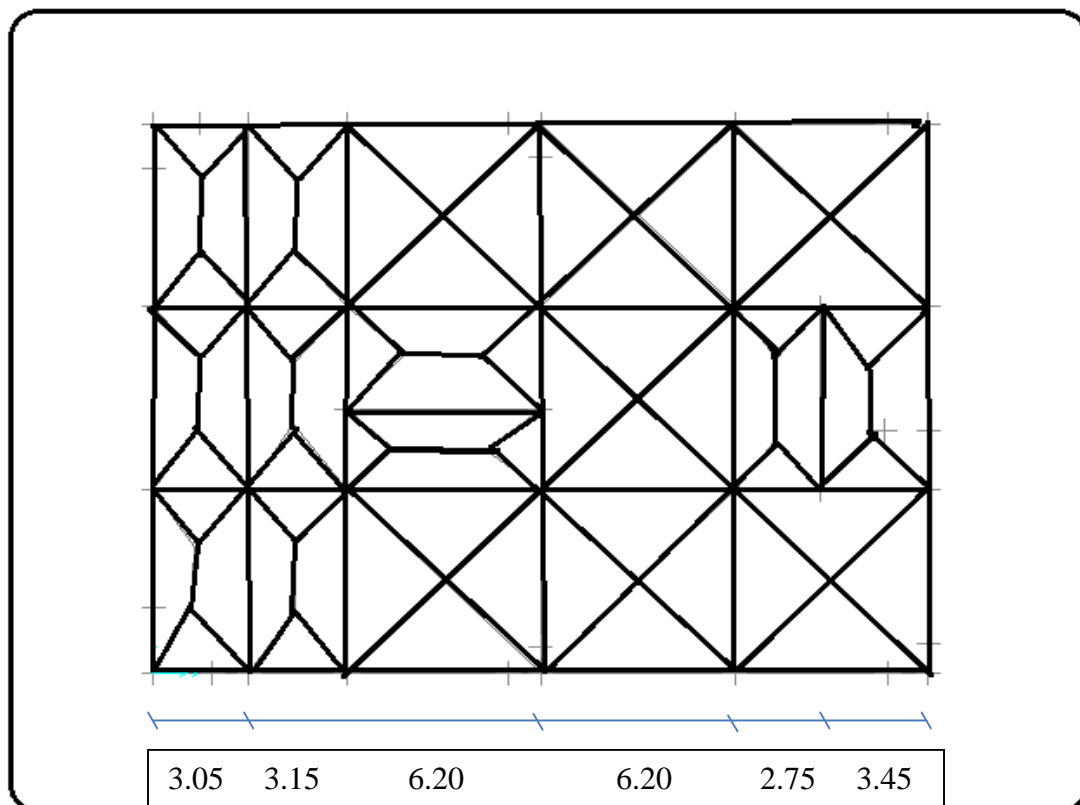


Figure VI.7 : Schéma de distribution des charges sur les nervures.

- Sens(x-x)

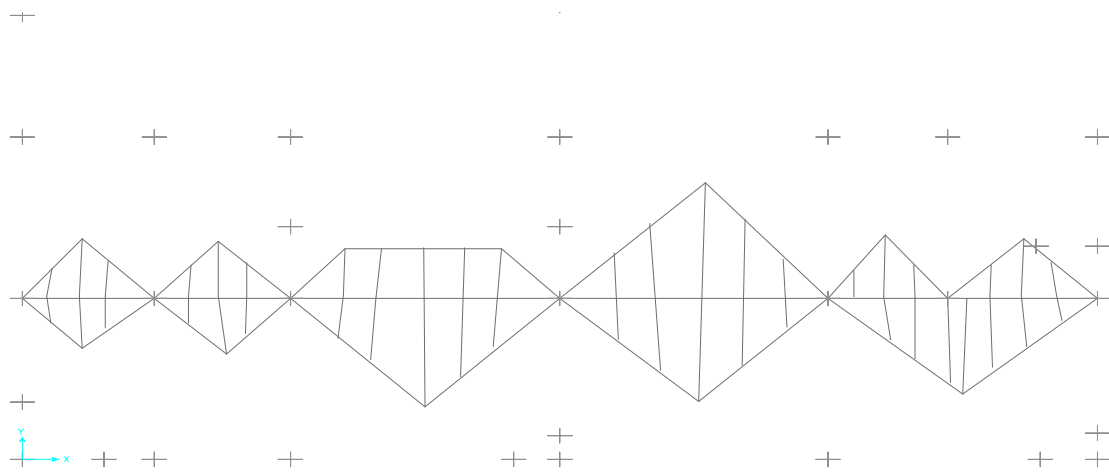


Figure.VI.8.Charges transmises aux nervures sens x-x.

- Sens (y-y)

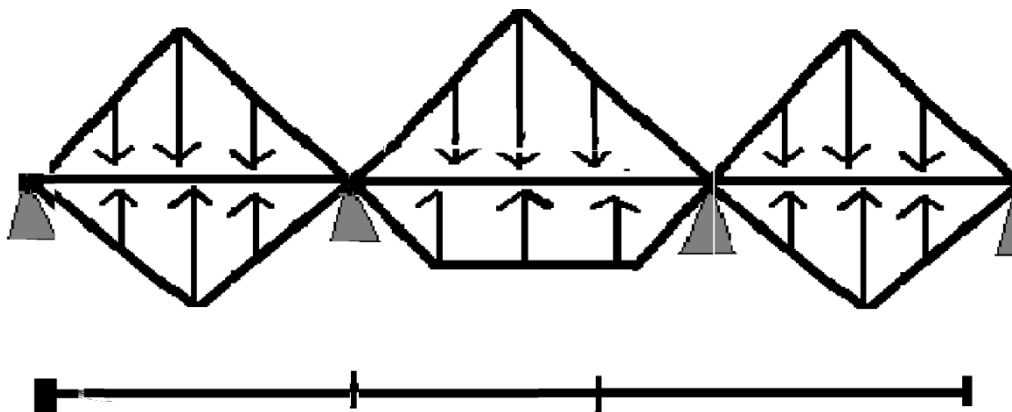


Figure.VI.9.Charges transmises aux nervures sens y-y.

$$Qu = 66936,25 / 483,23 = 138.52 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

-Charges triangulaires : $p_U = \frac{Qu * L_y}{3}$

-Charges trapézoïdales : $p_U = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{Qu * L_x}{2}$

b. Calcul des sollicitations :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

Sens X-X :

Tableau VI.2 : Récapitulation des moments dans le sens x-x

Travée	L_x (m)	P_u (KN/ !ml)	L'_x (m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
AB	3.05	305,67	3.05	-53,31	-289,88	1.27	193.68
BC	3.15	315,69	2.52	-289,88	-1511,46	0.347	270.92
CD	6.2	746,14	4.96	-1511,46	-1978,98	3	1843.79
DE	6.2	621,36	4.96	-1978,98	-1297,11	3.28	1357.32
EF	2.75	293,14	2.20	-1297,11	-345,64	2.54	-340.12
FG	3.45	328,22	3.45	-345,64	-73,25	1.96	288.37

Sens Y-Y :

Tableau VI.3 : Récapitulation des moments dans le sens y-y

Travée	L_Y (m)	P_u (KN/ml)	L'_Y (m)	M_a (KN.m)		Y (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A'B'	6.20	621.36	6.20	-447.84	-2471.6	2.56	1611.58
B'C'	6.20	707.8	4.96	-2471.6	-2471.6	3.1	929.38
C'D'	6.20	621.36	6.20	-2471.6	-447.84	3.63	1611.58

c. Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$b_0 = 80\text{cm}$. (section de poteaux)

$h = 100\text{ cm}$.

$h_0 = 35\text{ cm}$.

$d = 90\text{ cm}$.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{620}{10}, \frac{620}{2}\right) = 62\text{cm}.$$

$$\Rightarrow b = 200\text{cm}.$$

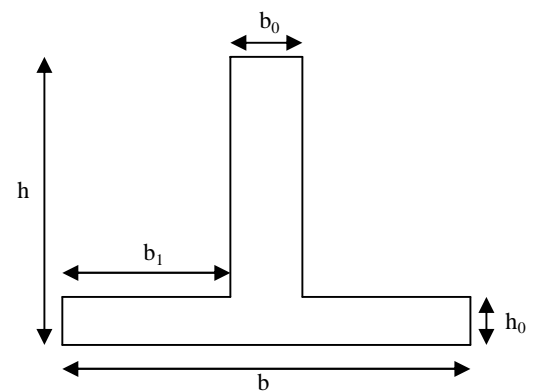


Fig VI.10 : Section à ferriller

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 2 \times 0.35 \times \left(0.9 - \frac{0.35}{2}\right) = 7206,5\text{ KN.m}.$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$).

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau.VI.4 : Ferrailage de la nervure

Sens	Localisation	M_t (KN.m)	A_{CAL} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X-X	Travée (CD)	1843.79	66,4	8.69	18HA25=88.38
	Appui (CD)	-1978,98	72,1	8.69	18HA25+2HA20=94.66
Y-Y	Travée (B'C')	1611.58	57.0	8.69	14HA25+4HA16=76.76
	Appui (B'C')	-2471.6	94.01	8.69	24HA25=121.86

Remarque:

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ces résultats toutes les autres trames.*

d. Vérifications :

A l'ELU :

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

$$V_{\max} = \frac{Pu \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1750.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
X-X	1750.05	1.94	2.5	Vérifiée
Y-Y	1455.33	1.61	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

Tableau VI.6 : Les sollicitation maximale à l'ELS

Sens	L (m)	Ps (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m.)	X(m)	V_u (KN)
X-X	6.2	543.44	1441.36	1342.89	3	1274.63
Y-Y	6.2	452.56	-1836.08	1158.93	3.63	1053.82

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M ser (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X- X	travée	1342.89	87	40.3	5405161.68	10.01	15	183.69	201.63
	appui	-1441.36	93.8	41.4	5688542.52	10.49	15	184.71	201.63
Y- Y	travée	1158.93	74.3	38	4842674.67	9.09	15	186.67	201.63
	appui	-1836.08	121.6	46.6	6808769.97	12.56	15	175.55	201.63

On remarque que la contrainte d'aciers est vérifiée dans les deux sens .

Choix de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(25 ; \frac{1000}{35} ; \frac{800}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

L'espacement :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 2\phi_l \right) = \left(\frac{100}{4} ; 25 \times 2 \right) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

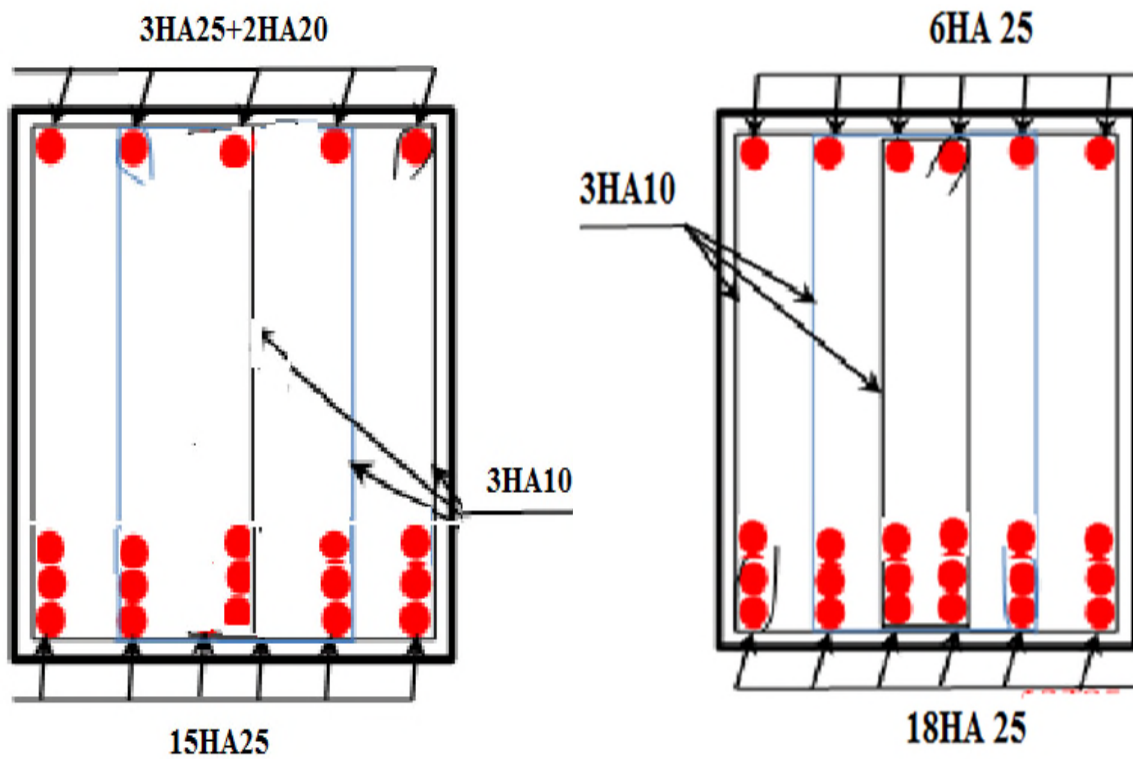
- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \Rightarrow S_t \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

e. Plans de ferrailage :

Ferrailage pour les Appui :



Ferrailage pour les Travées:

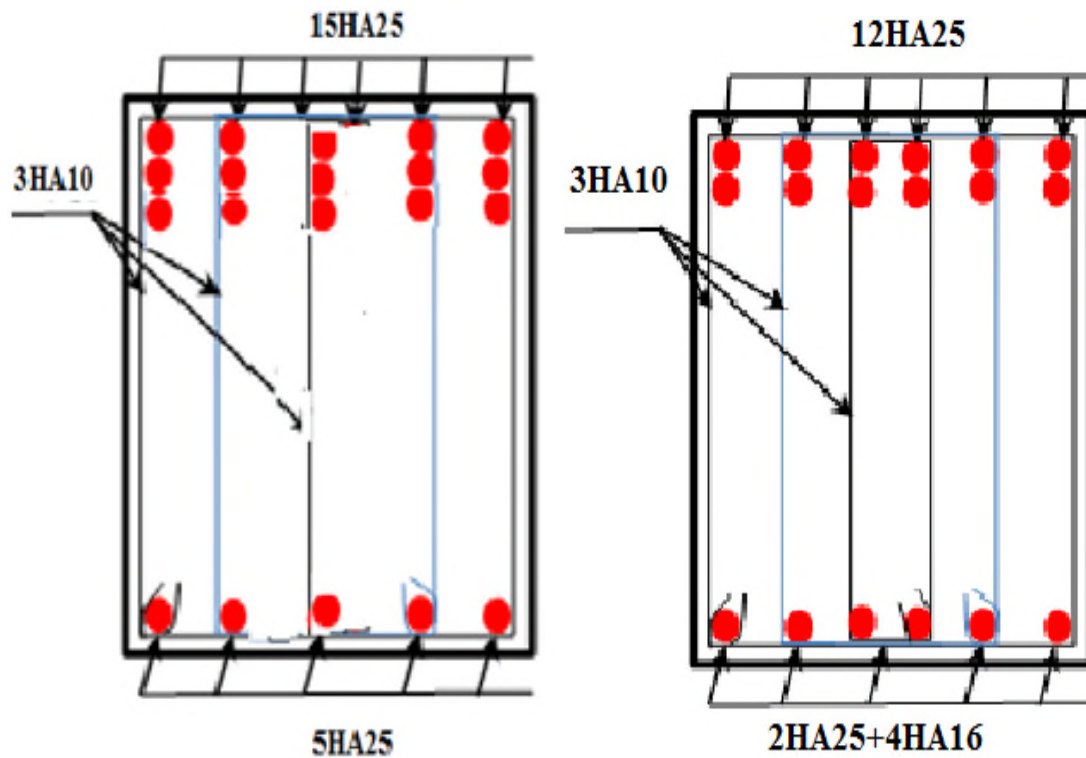


Figure VI. 11.Schéma de ferrailage des nervures

VI.6. Etude du mur adossé :

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un mur adossé en béton armée au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux des sous-sols. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15 \text{ cm}$. On prend $e_p = 20 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Le mur est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encadrée à sa base.
- Les armatures de ce mur ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.6.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

- L'angle de frottement interne : $\varphi = 28.50^\circ$
- La cohésion : $C = 3.1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres : $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

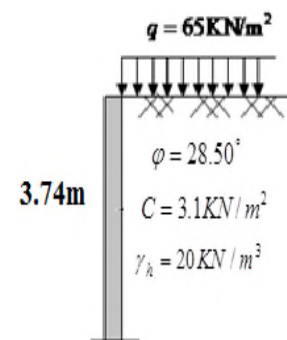


Figure.VI.12 : Schéma du mur adossé

VI.6.2) Méthode de calcul :

Le mur adossé est considéré comme un ensemble de panneau dalle encadré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 28.50^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{28.5}{2}\right) = 0.35$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.35$$

Sollicitations :

Le mur est soumis à :

La poussée des terres :

$$P1 = h \times (\gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right))$$

$$P1 = 3.74 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{28.5}{2}) - 2 \times 3.1 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{28.50}{2})) = 22.49 \text{ KN / ml}$$

Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P2 = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$P2 = 3.5 \text{ KN / ml}$$

VI.6.3.Ferrailage :

a/ Calcul à l'ELU :

$$Pu = 1.35P1 + 1.5P2 = 35.61 \text{ KN/m}$$

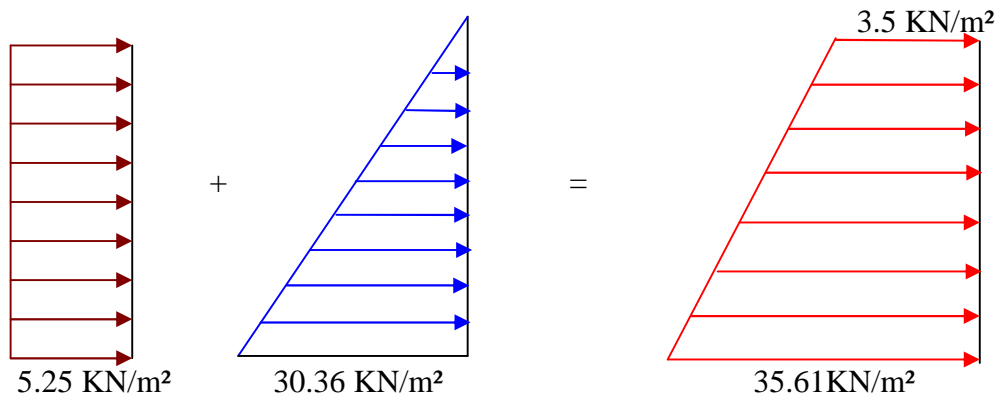


Figure VI.13. Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.74 \text{ m.} \\ l_y = 6.20 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.58 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 27.58 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.74 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.20 \text{ m}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 31.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 26.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{ox} = 9.51 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau N°VI. 8: Section des armatures du mur adossé.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	St (cm)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
travée	XX	26.96	0.0658	0.0852	0.1642	4.72	2.05	12	8HA12=9.05
	YY	7.94	0.0194	0.0245	0.1683	2.05	2.05	17	6HA12=6.79
Appui		9.51	0.0232	0.0294	0.168	2.05	2.05	25	4HA10=3.14

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{27.58 \times 6.20}{2} = 85.49 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.503 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

b/A l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \times P2 = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times P1 = 22.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 25.99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.087 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 31.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 14.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 26.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 14.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M ser (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
X-	travée	26.88	8.8	5.5	23002.83	6.42	15	201.57	201.63
	appui	9.49	3	3.5	9630.42	3.45	15	199.54	201.63
Y-	travée	12.37	4.6	4.2	13774.56	3.77	15	172.42	201.63
	appui	9.49	3	3.5	9630.42	3.45	15	199.54	201.63

Vérifications à l'ELU :

Les espacements

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

VI.6.4. Schéma de ferrailage du mur adossé :

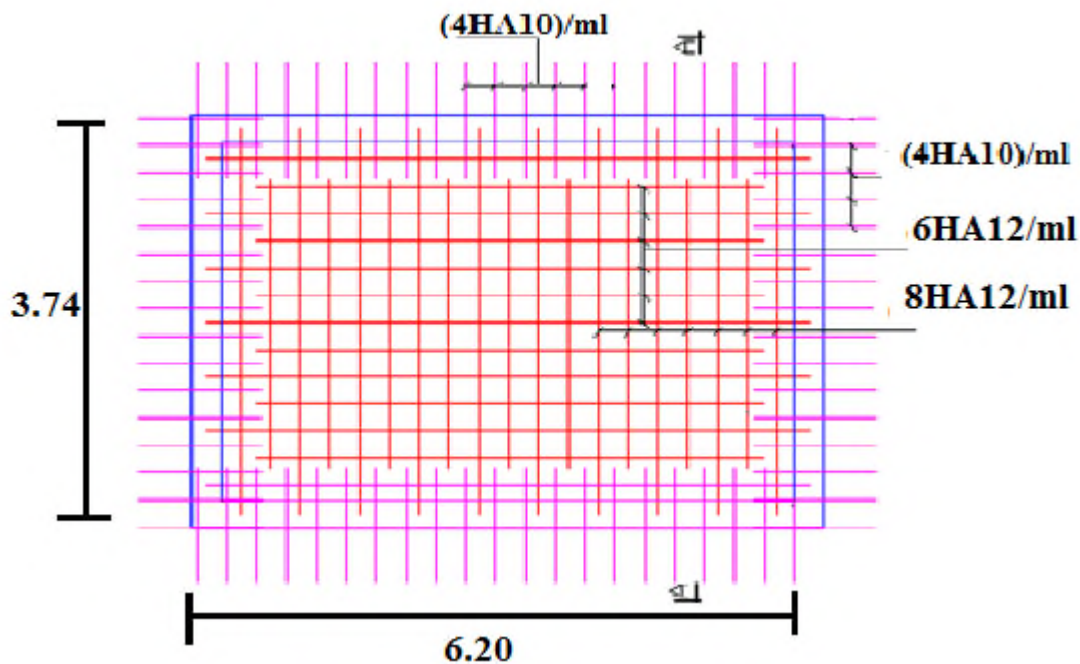


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du mur adossé

VI.7.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un mur adossé d'une hauteur de 3.74m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.



CONCLUSION
GENERALE

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000 version 14, socotec, autocad ...etc. et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
6. L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
7. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement
8. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
9. Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.



ANNEXES

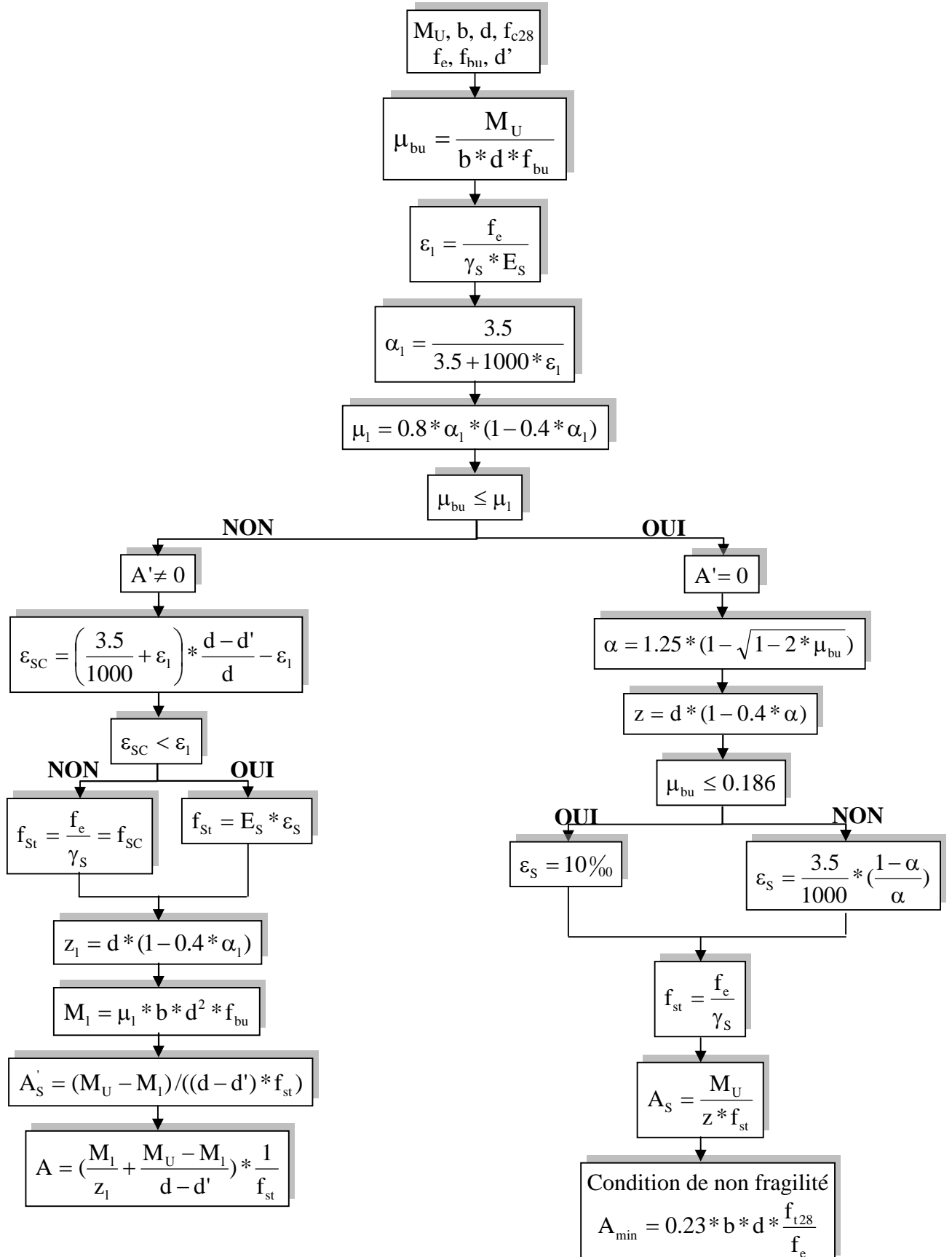
Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Flexion simple : Section rectangulaire



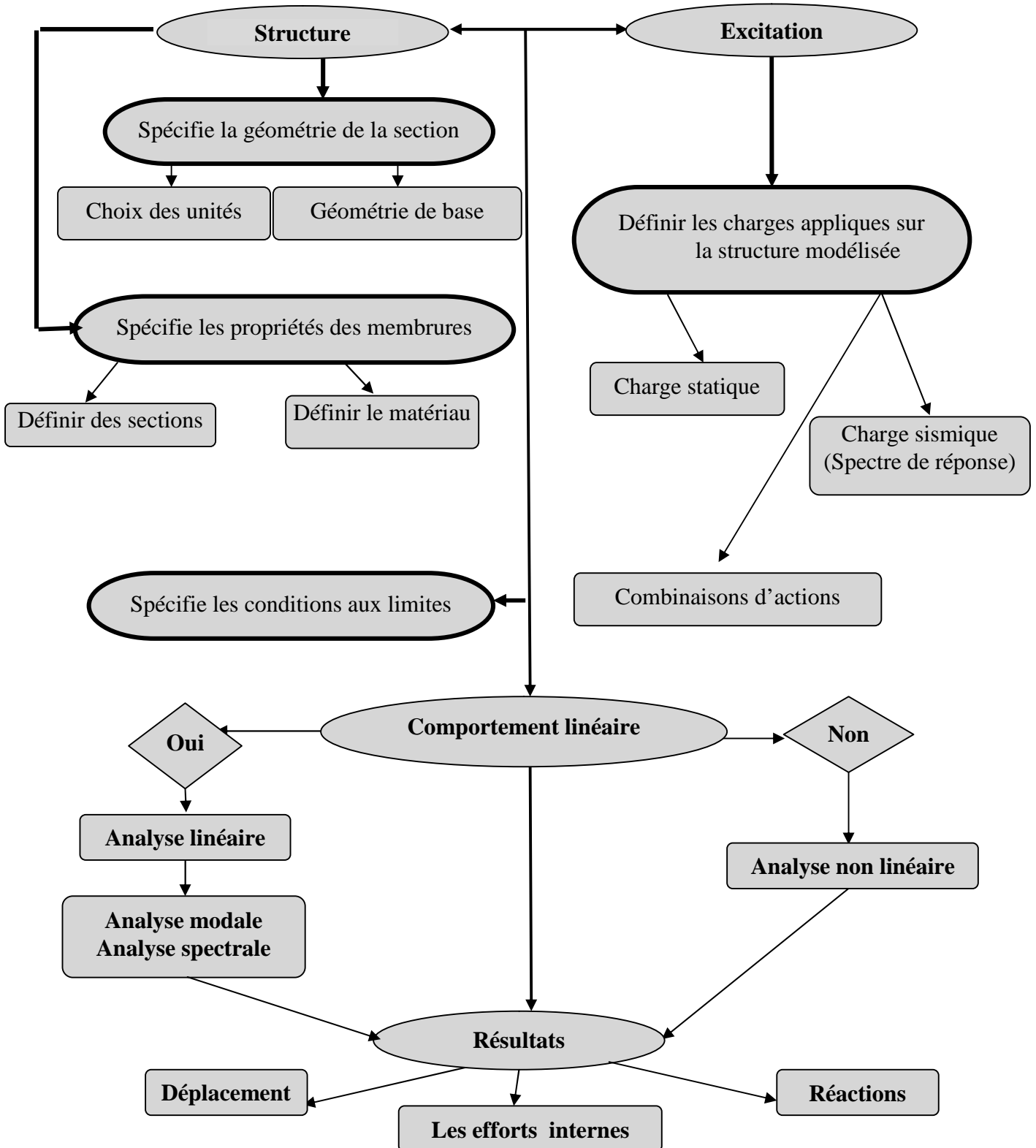
Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Les différentes phases de modélisation et d'analyse d'une structure avec le sap2000 :



Annexe 5



SOCIETE DE GESTION DES PARTICIPATIONS ETUDES & ENGINEERING SGP « GENEST »
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction « Groupe LNHC »
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Est « Filiale LHC-Est »
E.P.E / SPA AU CAPITAL DE 1.000.000 DA

UNITE BEJAIA

Le sol étudié pour recevoir un ensemble multifonctionnel de 332 logements avec commerces, services et parkings intégrés à la rue MAHFOUDI Fatah à Bejaia, pour le compte de la Sarl ROMANA Bâtiment, est constitué d'alluvions de la Soummam de nature essentiellement marseuse avec des passages de graviers, sables.

La nappe phréatique se situe à 2,50 – 3.00m.

$$\varphi^{\circ} = 28.5^{\circ}, C = 3.1 \text{ KN/m}^3 \text{ et } \gamma_{\text{h}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

Nous suggérons à cet effet l'emploi de semelles superficielles de type radier.

Vue l'importance du projet en R+10, le taux de travail admissible (σ_{sol}) est définie en fonction de la profondeur de fondation (D) :

- Pour un ancrage de fondation de $D \geq 3.50 \text{ m}$; $\sigma_{\text{sol}} = 1.20 \text{ bar}$
- Pour un ancrage de fondation de $D \geq 4.50 \text{ m}$; $\sigma_{\text{sol}} = 1.50 \text{ bar}$

Ces profondeurs correspondent à la sous-face de la fondation à partir de la côte du terrain naturel.

Vue la présence de la nappe en surface (au dessus de l'ancrage proposé) il est recommandé de prévoir un puisard lors de l'ouverture de fouilles en grande masse afin de collecter les eaux et de les pompées en dehors de l'assiette du projet.

Il est conseillé d'éviter tous travaux de terrassements et de creusement de fouilles pendant les périodes de pluie,

L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

S. LAZIZI





Bibliographie

- ✓ R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- ✓ BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mougín, BETON armé.
- ✓ C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993)
- ✓ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)
- ✓ DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4^{ème} édition OPU, 2007)
- ✓ **Autres documents consultés :**
 - Cahier de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.
- ✓ **Logiciels utilisés :**
 - SAP 2000/Version 14
 - SOCOTEC
 - Autocad 2014.