

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

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R +8+ sous-sol) contreventé par un
Systeme Mixte (Voiles - Portiques)

Présenté par :

M^r HAMADI sofaine

M^r FERAUCHE nabil

Promoteur :

M^r BELHAMDI nourredine

Membres de jury

M^r OURABAH

M^{me} SEDIRA

2019-2020

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant pour

Nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés

Et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à

Notre promoteur Mr BELHAMDI Nourredine

, pour avoir accepté de

Nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux

Membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de

Soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances

Et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier

Tous les enseignants qui nous ont formé.

Nous remercions, en particulier, Mr ALILI RAFIK

De sa précieuse aide.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent

Et nous encouragent de Prêt ou de loin.

Nabil et Sofiane

Dédicaces

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 soutenu durant toute ma vie, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mes meilleurs amis, et à tous ceux qui me sont chère sans exception

A mon encadreur bien sûr : « Mr BELHAMDI » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orientée dans l'élaboration de notre mémoire

A tout la promotion GENIE CIVIL

Table des matières

Introduction générale

Chapitre 1 Présentation du projet	1
1.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
1.2. Caractéristiques géométrique de la structure.....	1
1.2.1. Dimensions en élévation	1
1.2.2. Dimensions en plans	1
1.3. Données géotechnique du site	1
1.3.1. Essais in-situ	2
1.3.2. Essais de laboratoire	2
1.3.2.1. Densités et Tenseur en eau	2
1.3.2.2. Limites d'Atteberg	2
1.3.2.3. Caractéristique chimique	2
1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique	3
1.4. Caractéristiques structurales	3
1.4.1. Système de contreventement	3
1.4.2. Les planchers	4
1.4.3. La maçonnerie	4
1.4.4. L'acrotère	4
1.5 . Règlements, normes et documents utilisées	4
1.6. Hypothèses de calcul aux états limites	5
1.6.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2)	5
1.6.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).	5
1.6.3. Règle des trois pivots	5
1.7. Caractéristiques des matériaux utilisés	6
1.7.1. Le béton	6
1.7.1.1. Résistance caractéristique à la compression et à la traction	6
1.7.1.2. Contrainte limites	6
1.7.1.3. Module de déformation longitudinale du béton	7
1.7.1.4. Coefficient de poisson	7
1.7.1.5. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)	7
1.7.2. Les aciers	8
1.7.2.1 Résistance caractéristique de l'acier	8
1.8. Les actions	9
1.8.1. Les actions permanentes (G)	9
1.8.2. Les actions variables (Q _i)	9
1.8.3. Les actions accidentelles (F _A)	10
1.8.4. Combinaisons des actions	10
1.8.4.1 Combinaison d'action à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)	10

1.8.4.2	Combinaison d'action à l'E L S	11
Chapitre 2	Pré dimensionnement des éléments	12
2.1.	Introductions	12
2.2.	Pré dimensionnement des planchers	12
2.2.1.	Plancher à corps creux	12
2.2.1.1.	Disposition des poutrelles	12
2.2.1.2.	Dimensionnement des plancher	12
2.2.1.3.	Prédimensionnement des poutrelles	12
2.2.2.	Plancher à dalle pleine	14
2.2.2.1.	Type des dalles pleines	14
2.3.	Les escaliers	15
2.3.1.	Pré dimensionnement des escaliers	16
2.3.1.1.	1 ^{er} Type : escalier de sous-sol	16
2.3.1.2.	2 ^{ème} Type : escalier de RDC	17
2.3.1.3.	3 ^{ème} Type : escalier d'étage courant	18
2.4.	Les poutres	19
2.4.1.	Vérifications	20
2.5.	Les voiles	20
2.5.1.	Pré dimensionnement des voiles	20
2.6.	Acrotère	21
2.6.1.	Hypothèse de calcul	21
2.6.2.	Charge permanente	21
2.7.	Les poteaux	21
2.8.	Evaluation des charges et des surcharges	22
2.9.	Conclusion	26
Chapitre 3	Etude des éléments secondaires	27
3.1.	Calcul des éléments non structuraux	27
3.2.	Plancher à corps creux	27
3.2.1.	Schéma statique des différentes poutrelles	27
3.2.2.	Choix des méthodes de calculs pour les différent types de poutrelles	28
3.2.3.	Exemple de calcule (Plancher Etage courant)	28
3.2.3.1.	Calcul des moments isostatique	29
3.2.3.2.	Moment aux appuis	29
3.2.3.3.	Les moments en travées	29
3.2.3.4.	Calcul des efforts tranchants	29
3.2.4.	Sollicitation maximales les plus défavorables	31
3.2.5.	Ferraillage des poutrelles	31
3.2.5.1.	Calcul a L'ELU	31
3.2.5.2.	Ferraillage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)	32
3.2.6.	Vérifications nécessaires	33

3.2.6.1. Vérification à l'ELU	33
3.2.6.2. Vérifications à l'ELS	34
3.2.7. Etude de la dalle de compression	37
3.2.8. Schémas de ferrailage des poutrelles	38
3.3. Calcul des dalles pleines	38
3.3.1. Données de différentes dalles	38
3.3.2. Exemple de calcul de Dalle sur 3 appuis DP1 (balcons)	39
3.3.2.1. Calcul des sollicitations	39
3.3.2.2. Ferrailages	39
3.3.3 Vérifications nécessaires	40
3.3.3.1. Vérification à l'ELU	40
3.3.4. Schéma de ferrailage des dalles	43
3.4. Etude de l'ascenseur	45
3.4.1. Définition	45
3.4.2. Prédimensionnement de la dalle	45
3.4.3. Etude de dalle machines	45
3.4.3.1. Charge concentrées	46
3.4.3.2. Evaluation des moments sous charge concentrée	47
3.4.3.3. Evaluation des moments sous charge répartie	47
3.4.4. Ferrailage	47
3.4.5. Vérification nécessaire	48
3.4.5.1. Vérification au poinçonnement	48
3.4.5.2. Vérification de l'effort tranchant	48
3.4.5.3. Vérification des contraintes dans le béton	49
3.4.5.4. Vérification de la flèche	49
3.4.5.5 Schéma de ferrailage	48
3.5. Etude de l'acrotère	49
3.5.1. Evaluation des charges et surcharges	49
3.5.2. Calcul des sollicitations	49
3.5.2.1. Calcul du point d'application de force	50
3.5.2.2. Moment engendré par les efforts normaux	50
3.5.2.3. Calcul de l'exentricité	50
3.5.3. Sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression	50
3.5.4. Ferrailage	50
3.5.4.1. Vérification de la condition de non fragilité	52
3.5.4.2. Vérification au cisaillement	52
3.5.4.3. Vérification d'adhérence	52
3.5.6. Vérification À l'ELS	51
3.5.6.1. Calcul des contraintes dans le béton	52
3.5.6.2. Etat limite d'ouverture des fissures.....	52

3.5.7. 2 ^{ème} type d'acrotère	53
3.5.8. Schéma de ferrailage Type 1,2	53
3.6. Etude des escaliers	53
3.6.1. Escaliers de deux volée (type 3)	53
3.6.1.1. Calcul des sollicitations	54
3.6.1.2. Calcul de ferrailage	55
3.6.1.3. Vérification à l'ELU	56
3.6.1.4. Vérification à l'ELS.....	56
3.6.2. Etude des volées 2	56
3.7. Etude de la poutre brisée	60
3.7.1. Dimensionnement	60
3.7.1.1. Définition des charges	59
3.7.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple	60
3.7.2.1. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisé	60
3.7.2.2. Calcul des sollicitations	60
3.7.2.3. Le ferrailages	60
3.7.2.4. Vérification d'efforts tranchant	61
3.7.3. Calcul à la torsion	61
3.7.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	61
3.7.3.2. Le ferrailage	60
3.7.4. Ferrailage de la poutre brisée	62
3.7.5. Vérifications à l'ELS	62
3.7.6. Le schéma de ferrailage	63
3.8. Etude de la poutre palière	63
3.8.1. Dimensionnement	63
3.8.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple	63
3.8.2.1. Calcul des sollicitations	63
3.8.2.1. Le ferrailage	63
3.8.2.3. Vérification de l'effort tranchant	63
3.8.2.4. Armature transversale à la flexion simple	63
3.8.3. Calcul à la torsion	65
3.8.4. Ferrailage de la poutre palier	65
3.8.5. Verifications à l'ELS	66
3.8.6. Le schéma de ferrailage	66
Chapitre 4 Modélisation 3D et analyse statique et sismique du bâtiment	67
4.1 Introduction	67
4.2 Modélisation	67
4.3 Analyse statique pour la vérification du pré dimensionnement des poteaux sous charges gravitaires	69
4.3.1Vérification du pré dimensionnement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.

4.4. Analyse sismique	72
4.4.1. Disposition des voiles	72
4.4.2. Méthode de calcul des force	76
4.4.3. Justification des prescriptions du RPA99/version2003	77
4.4.3.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales	77
4.4.3.2. Justification du résultant des forces sismiques de calcul à la base	78
4.4.3.3. Justification de l'interaction voile portique	79
4.4.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	80
4.4.3.5. Justification vis-à-vis des déformations	82
4.4.3.6. Justification vis-à-vis l'effet p-	83
4.5. Conclusion	84
Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux	86
5.1. Introduction	86
5.2. Etude des poteaux	86
5.2.1. Calcul du ferrailage longitudinale	88
5.3.1.1. Exemple de calcul	85
5.3.1.2. Calcul ferrailage transversal	91
5.2.3. Vérifications à faire	92
5.2.3.1. Vérification au flambement	92
5.2.3.1. Vérification des contraintes	93
5.2.3.1. Vérification aux sollicitations tangentes	94
5.2.4. Détermination de la zone nodale (zone critique)	95
5.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux.	95
5.3. Etude des poutres	96
5.3.2. Le ferrailage des poutres	97
5.3.3. Calcul du ferrailage	97
5.3.3.1. Armatures longitudinales	98
5.3.3.1. Armatures transversales	99
5.3.4. Exemple de calcul	99
5.3.5. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003	99
5.3.6. Les armatures transversales	100
5.3.6.1. Vérification des sections d'armatures transversales	100
5.3.7. Vérification à l'ELU	100
5.3.8. Vérification à l'ELS	101
5.3.9. Schéma de ferrailage des poutres	102
5.3.9. Vérification des zones nodales	104
5.3.9.1. Les poteaux	105
5.3.9.2. Les poutres	107
5.4. Étude des voiles.....	107
5.4.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)	108

5.4.2. Ferrailage des voiles	109
5.4.3. Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x4}	114
5.4.4. Conclusion	114
Chapitre 6 Etude de l'infrastructure	
Erreur ! Signet non défini.	
6.1 Introduction	
Erreur ! Signet non défini.	
6.2. Etude des fondations	
Erreur ! Signet non défini.	
6.2.1. Les différent type de fondation	
Erreur ! Signet non défini.	
6.2.2. Choix du type des fondations	
Erreur ! Signet non défini.	
6.2.3. Capacité portante du sol d'assise	
Erreur ! Signet non défini.	
6.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	
Erreur ! Signet non défini.	
6.3. Étude des semelles filantes sous poteaux	
Erreur ! Signet non défini.	
6.3.1. Dimensionnement de la semelles filantes	
Erreur ! Signet non défini.	
6.3.2. Charges agissantes sur la semelle	
Erreur ! Signet non défini.	
6.3.3. Les vérifications	
Erreur ! Signet non défini.	
6.3.4. Le Ferrailage	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4. Étude des poutres de rigidité	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4.1. Définition	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4.2. Dimensionnement	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4.3. Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité	Erreur !
Signet non défini.	
6.4.4. Calcul des sollicitations	
Erreur ! Signet non défini.	
Travées	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4.5. Calcul des armatures	
Erreur ! Signet non défini.	
Travées	
Erreur ! Signet non défini.	
6.4.6. Schéma de ferrailage	
Erreur ! Signet non défini.	
6.5. Étude du voile périphérique	
Erreur ! Signet non défini.	

6.5.1. Dimensionnement	
Erreur ! Signet non défini.	
6.5.2. Caractéristiques géotechniques du sol	Erreur !
Signet non défini.	
6.5.3. Évaluation des charges et surcharges	Erreur !
Signet non défini.	
6.5.4. Schéma de ferrailage	
Erreur ! Signet non défini.	

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : Résultants des densités et tenseur en eau	2
Tableau 1.2 : Résultats d'essai de limite d'Atterberg	2
Tableau 1.3 : Caractéristiques chimiques	2
Tableau 1.4 . F_e en fonction du type d'acier	7
Tableau 2.1 : Pré dimensionnement de dalles pleines	13
Tableau 2.2 . Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1et 3)	16
Tableau 2.3 . Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 02)	16
Tableau 2.4 . Schéma statique de 2 ^{eme} type d'escalier (RDC) 16	16
Tableau 2.5 . Dimensionnement du deuxième type d'escalier (RDC)	17
Tableau 2.6 . Dimensionnement du troisième type d'escalier	17
Tableau 2.7 . Pré dimensionnement de différentes poutres	18

Tableau 2.8. Le différent dimensionnement des voiles	18
Tableau 2.9. Evaluation des charges verticales	20
Tableau 2.10. Sections préalables des poteaux	21
Tableau 2.11. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	21
Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	21
Tableau 2.13. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle plein	21
Tableau 2.14. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	22
Tableau 2.15. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine	22
Tableau 2.16. Evaluation des charges sur les voles	22
Tableau 2.17. Evaluation des charges de palier	22
Tableau 2.18. Evaluation des charges de l'acrotère	23
Tableau 2.19. Poids propre des poteaux	23
Tableau 3.1. Schéma statique des différentes poutrelles	26
Tableau 3.2. Méthodes de calculs pour les différent types de poutrelles	27
Tableau 3.3. Charges sur les différents planchers	27
Tableau 3.4. Résultats des Sollicitation à l'ELS	30
Tableau 3.5. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	30
Tableau 3.6. Ferrailage des différents types de poutrelles	35
Tableau 3.7. Vérification au cisaillement	35
Tableau 3.8. Vérification des états limitent de compression du béton	36
Tableau 3.9. Vérification des états limitent de déformation.....	36
Tableau 3.10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	37
Tableau 3.11. Données des différents types de dalle pleine.....	37
Tableau 3.12. Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courent	38
Tableau 3.13. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.....	39
Tableau 3.14. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS	40
Tableau 3.15. Recalculer des contraintes de l'acier à l'ELS.....	40
Tableau 3.16. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	40
Tableau 3.17. Calcul du ferrailage à l'ELU	41
Tableau 3.18. Vérification de l'effort tranchant	41
Tableau 3.19. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	41
Tableau 3.20. Vérifications de la flèche à l'ELS	42
Tableau 3.21. Les sollicitations sous charge concentrée	46
Tableau 3.22. Evaluation des moments sous charge répartie	46
Tableau 3.23. La Superposition des moments sous charges réparties	46
Tableau 3.24. Les moments corrigés charges réparties	46
Tableau 3.25. Tableau des ferrillages de la dalle	47
Tableau 3.26. Tableau de vérification des contraintes.....	47
Tableau 3.27. Evaluation des charges verticales.....	48
Tableau 3.28. Différentes combinaisons à utiliser	49
Tableau 3.29. Résultats de ferrailage de 2 ^{ème} type d'acrotère.....	52
Tableau 3.30. Ferrailage de la vole (E.C).....	54
Tableau 3.31. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS.....	54
Tableau 3.32. Résultats des ferrillages des volées 2 de sous-sol.....	56
Tableau 3.33. Résultats finales de ferrailage pour l'escalier	56

Tableau 3.34. Vérification d'effort tranchant et contraintes dans le béton.....	57
Tableau 3.35. Vérifications de la flèche à l'ELS de RDC.....	57
Tableau 3.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	59
Tableau 3.37. Ferrailage de la poutre brisée.....	59
Tableau 3.38. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.....	60
Tableau 3.39. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	62
Tableau 3.40. Ferrailage de la poutre brisée.....	62
Tableau 3.41. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palier.....	64
Tableau 4.1 .Efforts normale du poteau B3 des deux méthodes de calcul.....	68
Tableau 4.2 .Vérification au flambement des poteaux.....	70
Tableau 4.3 .Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (C16).....	70
Tableau 4.4. Valeurs des pénalités P_q	73
Tableau 4.5. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	76
Tableau 4.6. Facteurs de direction modale.....	77
Tableau 4.7. Vérification de la résultante des forces sismique.....	80
Tableau 4.8. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.....	81
Tableau 4.9. Résultats de l'interaction sous charges verticales.....	81
Tableau 4.10. Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau 4.11. Vérification des déplacements.....	83
Tableau 4.12. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	84
Tableau 4.13 .Dimensions finales des éléments structuraux.....	85
Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	87
Tableau 5.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	89
Tableau 5.3. Armatures calculées et adoptés dans les poteaux.....	89
Tableau 5.4. Armatures transversales dans les poteaux.....	92
Tableau 5.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.....	93
Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	94
Tableau 5.7. Vérification des sollicitations tangentés dans les poteaux.....	94
Tableau 5.8 Détermination de la zone nodale.....	95
Tableau 5.9. Schémas de ferrailage des poteaux.....	96
Tableau 5.10. Sollicitations maximales dans les poutres.....	97
Tableau 5.11. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	100
Tableau 5.12. Vérification des contraintes tangentielles.....	101
Tableau 5.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	101
Tableau 5.14 .Vérification de la limite de compression du béton.....	102
Tableau 5.15. Vérification de la flèche des poutres.....	102
Tableau 5.16. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	103
Tableau 5.17. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	104
Tableau 5.18. Moments résistants dans les poteaux.....	106
Tableau 5.19. Moments résistants dans les poutres principales.....	106
Tableau 5.20. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	106
Tableau 5.21 .Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	107
Tableau 5.22 .Vérification des zones nodales selon le sens secondaires.....	107
Tableau 5.22 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux.....	111
Tableau 5.23 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	112

Tableau 5.24 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux	113
<i>Tableau 5.25</i> : Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 ; Vy2 ; Vy3 ; Vy4 dans tous les niveaux.....	113
Tableau 6.1 : Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité	125
Tableau 6.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité Tableau	125
Tableau 6.3 .Ferrailages6.3 des voiles périphériques	129
Tableau 6.4 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	130

Table des figures

Figure 2.1 : Schéma de la disposition des poutrelles (Étage courant)	11
Figure 2.2 .Coupe transversale d'un plancher à corps creux	12
Figure 2.3 Coupe transversale d'une poutrelle	12
Figure 2.4 Schéma d'un escalier.....	14
Figure 2.5 . Vue en 3D de l'escalier de sous-sol.....	15
Figure 2.6 . Schéma escalier type 01.....	15
Figure 2.7 . Schéma statique de la volée 01et 03.....	15
Figure 2.8 . Schéma statique de la volée 02	16
Figure 2.9 . Schéma statique des volées 1.....	17
Figure 2.10 . Schéma statique des volées 2	17
Figure 2.11 . Schéma statique des voles	17
Figure 2.12 . Coupe verticale d'un voile.....	19
Figure 2.13 . 1er type.....	19
Figure 2.14 . 2er type.....	19

Figure 3.1. Schéma statique de la poutrelle	27
Figure 3.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	36
Figure.3.3. Schéma de ferrailage de la dalle D1	42
Figure 3.4. Schéma de ferrailage de la dalle D3	43
Figure. 3.5. Schéma de ferrailage de la dalle D5	43
Figure. 3.6. Schéma de ferrailage de la dalle D6	43
Figure 3.7. Schéma de ferrailage de la dalle D7	44
Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle DP (RDC)	44
Figure 3.9. Cage d'escalier	44
Figure 3.10. Représentation de la surface de la charge concentrée	45
Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur	48
Figure 3.12. Les Sollicitations sur l'acrotère	48
Figure 2.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère 1 et 2	52
Figure 3.14. Schéma statique de l'escalier (type 3)	53
Figure 3.15. Coupe en élévation de l'escalier (type 3)	53
Figure 3.16. Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées de l'E.C	55
Figure 3.17. Schéma statique de la volée 02	55
Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la volée 2(sous-sol)	58
Figure 3.19. Schéma statique de la poutre brisée	58
Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée	61
Figure 3.21. Schéma statique de la poutre palière	61
Figure 3.22. Schéma de ferrailage de la Poutre palière	64
Figure 4.1. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016	67
Figure 4.2. Repérage des poteaux	68
Figure 4.3. Spectre de réponse	72
Figure 4.4. Disposition des voiles	76
Figure 4.5. 1er mode de vibration $T= 0.99$ s	78
Figure 4.6. 2ème mode de vibration $T= 0.89$ s	79
Figure 4.7. 3ème mode de vibration $T= 0.76$ s	80
Figure 5.1. Zone nodale	87
Figure 5.2. Les différentes types des cadres et épingles	88
Figure 5.3. Section d'un Poteau sous M_z	90
Figure 5.4. Section d'un poteau sous M_y	90
Figure 5.5. Premier cas de zone nodale (plans XZ)	105
Figure 5.6. deuxième cas de zone nodale (plans YZ)	105
Figure 5.7. Premier cas PP	105
Figure 5.8. Deuxième cas PP	105
Figure 5.9. Premier cas PS	105
Figure 5.10. Deuxième cas PS	105
Figure 5.11. Disposition des armatures verticales	108
Figure 5.12. Disposition des armatures verticales	114
Figure 6.1. Vue d'une semelle isolée	116
Figure 62 : Semelle filante	117
Figure 6.3 : Différentes charges agissant sur la semelle	119
Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux	123
Figure 6.5 : Charges agissant sur la poutre de rigidité	124
Figure 6.6 : schéma statique de la poutre de rigidité	125
Figure6.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	126
Figure 6.8 : Voile périphérique	128
Figure 0.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique	131

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8 avec sous-sol) à usage d'habitation, Il est contreventé par un système (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique ou optimisation la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre ; et ensuite une conclusion générale.

Présentation du projet

Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de la présente étude est un bâtiment (sous-sol + RDC+8 étages) en béton armé à usage commercial pour le RDC et d'habitation pour le reste des niveaux.

Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 28 logements promotionnels à Ouzellaguen Wilaya de Bejaia, lancé par Mr SAIGH Mohand Ameziane.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la commune d'Ouzellaguen, lieu d'implantation de l'ouvrage est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Les plans architecturaux et le rapport du sol sont joints à ce document en annexe 2.

Caractéristiques géométrique de la structure

Dimensions en élévation

- ❖ Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris).....30, 20 m
- ❖ Hauteur de RDC (commerces)3,80 m
- ❖ Hauteur de sous-sol...2,64 m
- ❖ Hauteur des autres étages (usage habitation).....2,97 m

Dimensions en plans

- ❖ Longueur totale $L_x = 19,90$ m
- ❖ Largeur totale $L_y = 10,70$ m

1.3. Données géotechnique du site

Suite à la demande de Mr SAIGH Mohand Ameziane, une étude géotechnique du site était procédée par le Laboratoire & Engineering de la construction (L.E.C).

Une série d'essais sur site et au laboratoire ont été effectuées dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol (rapport de l'étude géotechnique joint en annexe). Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage se résument comme suite :

1.3.1. Essais in-situ

Afin de déterminer la nature lithologique du sol et de disposer d'échantillons pour les essais de laboratoire, des sondages carottés 12 m de profondeur ont été réalisés.

Les sondages carottés montrent que le site du projet est constitués de :

- De 0,00 à -0,30 m : Terre végétales.
- De -0,30 m à -2,60 m : Argile limoneuse très graveleuse, pierres et blocs décimétriques.
- De -2,60 m à -12,00 m : Succession de couche de TVO et d'argile limoneuse sableuse compacte.

1.3.2. Essais de laboratoire

1.3.2.1. Densités et Tenseur en eau

La teneur en eau est de 15 % et décroît légèrement en fonction de la profondeur. On peut dire que le sol est de bonne qualité par rapport à sa teneur en eau. La densité sèche du sol est de 19.5 kN/m³.

Tableau 0.1 : Résultats des densités et tenseur en eau

Profondeur en (m)	Densité Sèche	Densité Humide	Tenseur en eau W %
2,40 à 2,80	16,2	20,1	18,7
6,20 à 6,50	16,6	20,7	16,8

1.3.2.2 Limites d'Atterberg

Tableau 0.2: Résultats d'essai de limite d'Atterberg

Profondeur en(m)	Limite de liquidité LL (%)	Indice de plasticité IP
2,40 à 2,80	35	16
6,20 à 6,50	28	8

Les résultats indiquent une limite de liquidité comprise entre 28 et 35%. L'indice de plasticité est de 16 au max. Selon le diagramme de Casagrande, ce sol est constitué d'argiles et de limons peu plastiques.

1.3.2.3 Caractéristiques chimiques

Tableau 0.3 : Caractéristiques chimiques	
Profondeur en (m)	Sulfates SO_4^{2-}
2,40 à 2,80	Traces

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci-dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique

- ❖ La sous face des fondations superficielles sera au moins à **-1,20 m** de la surface du sol.
- ❖ Le site est de catégorie **S3**
- ❖ La contrainte admissible à adopter est estimée à **2.0 bars**.
- ❖ Les caractéristiques mécaniques du sol : **$C = 0.29 \text{ bar}$, $\Phi = 24^\circ$ et $\gamma_h = 20.7 \text{ kN/m}^3$.**
- ❖ Le sol de site est dépourvu de Sulfates ($\%SO_4^{2-}$ est nul), il n'est pas agressif vis-à-vis des bétons de fondation.

1.4. Caractéristiques structurales

1.4.1. Système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 30,20 m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- ❖ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles ($R=5$) ;
- ❖ Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé ($R=4$) ;
- ❖ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ($R=3.5$) ;
- ❖ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé ($R=3.5$).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité ($R=5$).

1.4.2. Les planchers

Les planchers sont semi préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons sont en dalle pleine en béton armé.

1.4.3. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec deux types de brique.

- Des briques de 15cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).
- Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

1.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses. Dans notre projet on a le même acrotère sur les deux planchers de terrasses inaccessibles (terrasse de premier et dernier niveau).

1.5. Règlements, normes et documents utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants :

- ❖ DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- ❖ DTR de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ❖ DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
- ❖ DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- ❖ DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).
- ❖ Plans architecturaux.
- ❖ Rapport de l'étude géotechnique.

1.6 Hypothèses de calcul aux états limites

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

- ❖ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ❖ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- ❖ Le diagramme déformations contraintes du béton est défini en CBA93 (A 4.3.4).
- ❖ Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article CBA93 (A 2.2.2), en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.
- ❖ Le coefficient γ_s est pris égal à 1.15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles définies à l'article CBA93 (A 3.3.2.2) pour lesquelles on adopte 1 (unité).
- ❖ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

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

- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- ❖ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec : E_s : module de Young de l'acier ; E_b : module d'élasticité du béton ; n : coefficient d'équivalence acier-béton, il sert à homogénéiser la section du béton et l'acier.

1.6.3. Règle des trois pivots

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

- ❖ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée

égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

1.7. Caractéristiques des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

1.7.1. Le béton

Le béton est un matériau composite constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts qui seront développés.

1.7.1.1 Résistances caractéristiques à la compression et à la traction

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPA prévue à 28j, et par conséquent sa résistance à la traction est :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.2).}$$

1.7.1.2. Contraintes limites

a. A ELU : CBA93 (Art A.4.3.4)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPA.}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b. A L'ELS: CBA93 (Art A.4.5.2)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ MPA} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

1.7.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours comprend le retrait et le fluage est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.2)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28}=25 \text{ MPA, on a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

1.7.1.4. Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

- L'ELU : $\nu=0$ → calcul des sollicitations.
- L'ELS : $\nu=0.2$ → calcul des déformations.

1.7.1.5. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)

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 τ_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : $\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

1.7.2. Les aciers

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Le tableau 1.4 ci-après donne les limites d'élasticité des aciers courants utilisés.

Tableau 0.4. F_e en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

Avec F_e : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier :

- Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- Treillis soudés de nuance Te500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux)

1.7.2.1 Résistance caractéristique de l'acier

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

❖ **Contraintes limites σ_s :**

ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité d'acier.

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{pour : une situation accidentel le.} \end{cases}$

ELS**CBA93 (article A.4.5.32)**

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

Cas 1 : fissuration peu nuisible : $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Cas 2 : fissuration nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad [\text{MPa}]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en } [\text{MPa}]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

1.8. Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

1.8.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Poussées des terres et des liquides.
- Le poids de cloison.

1.8.2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Action climatiques (variation de température, la neige, le vent).

1.8.3. Les actions accidentelles (F_A)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

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

1.8.4. Combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. 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 de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

1.8.4.1 Combinaison d'action à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)

a. Situation durable ou transitoire :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{Qi} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ Dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1,35$ Pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

ψ_{Qi} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

b. Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.2)}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable,

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

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$(1)
- $0,8G\pm E$(2)
- $G+Q\pm 1,2E$(3) (Dans le ca de portiques auto stables)

1.8.4.2 Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA93 (article A.3.3.3)}$$

1.9. Conclusion

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier.

Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction.

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introductions

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et le DTR.

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

2.2.1. Plancher à corps creux

2.2.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon Le critère de la petite portée.

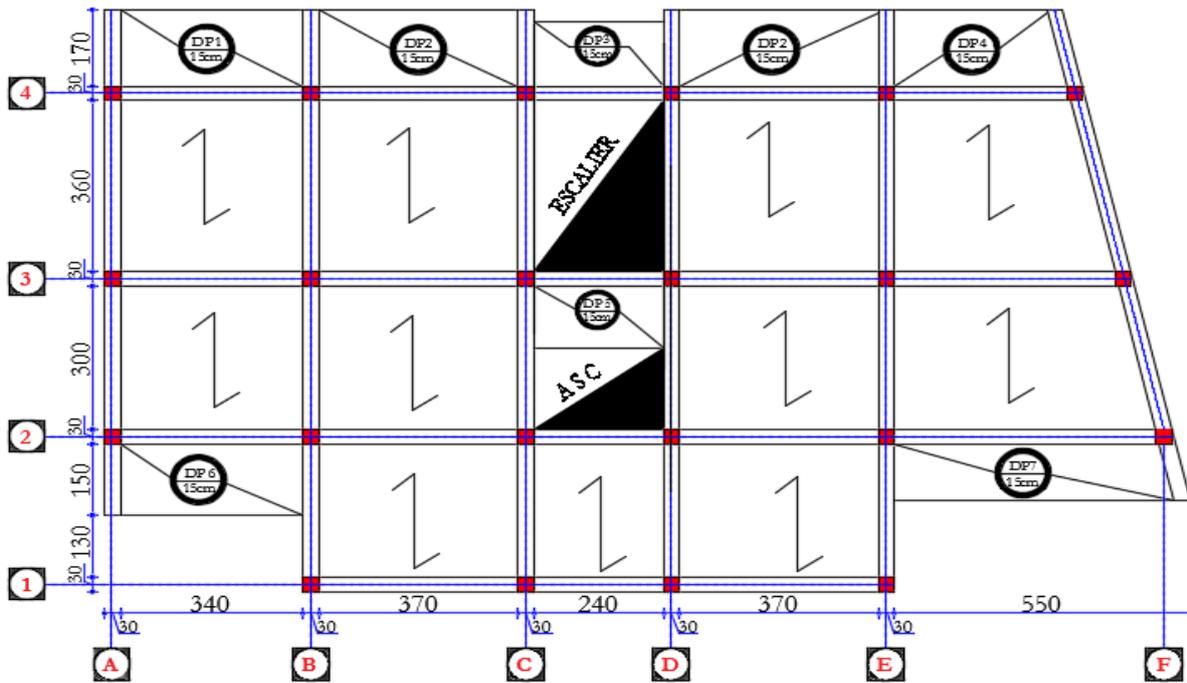


Figure 2.2 : Schéma de la disposition des poutrelles (Étage courant).

2.2.1.2. Dimensionnement des planchers

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$h_t = h_{CC} + h_{DC} \text{ Avec : } \begin{cases} h_{CC} : \text{la hauteur du corps creux} \\ h_{DC} : \text{hauteur dalle de compression} \end{cases}$$

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4), L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher} \end{cases}$

$$L_{max} = 3,9 - 0,3 \Rightarrow L_{max} = 3,6\text{m}, h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20cm

Avec : $\begin{cases} 16\text{cm} : \text{hauteur du corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{hauteur de la table de compression} \end{cases}$

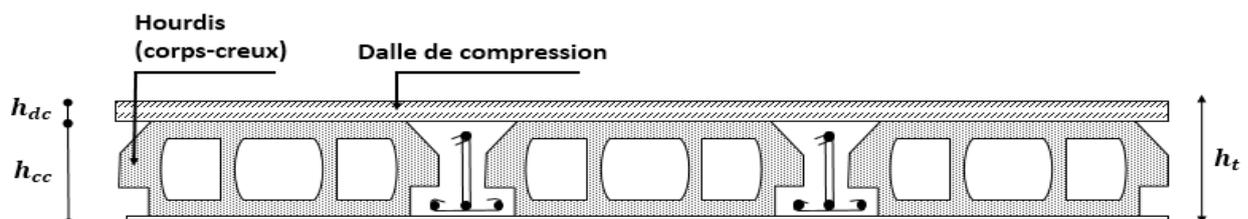


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

2.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La largeur de la table de compression à prendre est :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm}) \rightarrow b_0 = 10\text{cm}$$

Selon le CBA93 (Art 4.1.3)

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

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a: $L_x = 65 - 10 \Rightarrow L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y^{min} = 280 \text{ cm}$,

$$h_t = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{280}{10}\right) \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

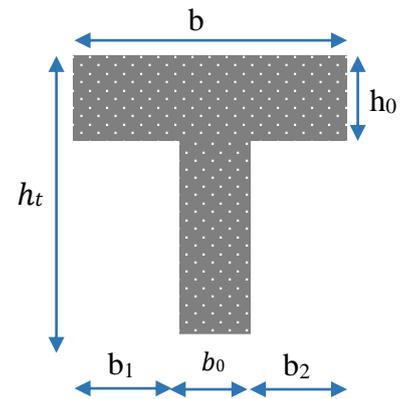


Figure 2.3 Coupe transversale d'une poutrelle.

2.2.2. Plancher à dalle pleine

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

2.2.2.1. Types de dalles pleines

Notre projet comporte deux types de dalles, des dalle sur 3 appuis(les balcons de étage courant) et des dalles sur 4 appuis au niveau de étage commerce, leur Prédimensinnement est résumé le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Prédimensinnement de dalles pleines

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
	$\frac{1,7}{3,4} = 0,50$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 4 \text{ cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

	$\frac{1,5}{3,4} = 0,44$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3,5 \text{ cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu
	$\frac{1,2}{4,86} = 0,24$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3\text{cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu
	$\frac{1,3}{2,4} = 0,54$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3\text{cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu
	$\frac{3}{4,9} = 0,61$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 7\text{cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

On voit bien que pour les dalles pleines c'est le critère de coupe-feu qui les détermine. On opte pour l'ensemble des dalles pleines une épaisseur de $e=15\text{cm}$.

2.3. Les escaliers

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

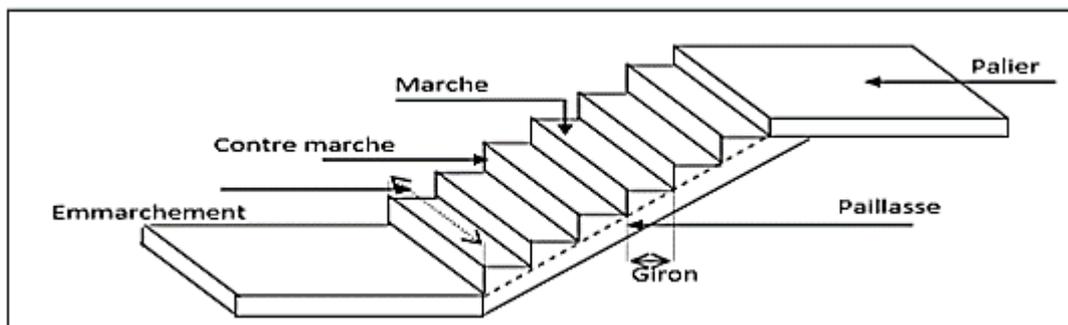


Figure 2.4 Schéma d'un escalier

- ❖ Giron (g) : la largeur de la marche.
 - ❖ Marche : la partie horizontale de la marche.
 - ❖ Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
 - ❖ L'embranchement : la longueur de la marche (l).
 - ❖ La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
 - ❖ Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
 - ❖ Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
 - ❖ Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.
 - ❖ La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
-
- ❖ Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

2.3.1. Pré dimensionnement des escaliers

Notre projet contient deux types d'escaliers, escalier a trois volées et à double Palier de repos, et escalier a deux volées.

2.3.1.1. 1^{er} type : escalier de sous -sol

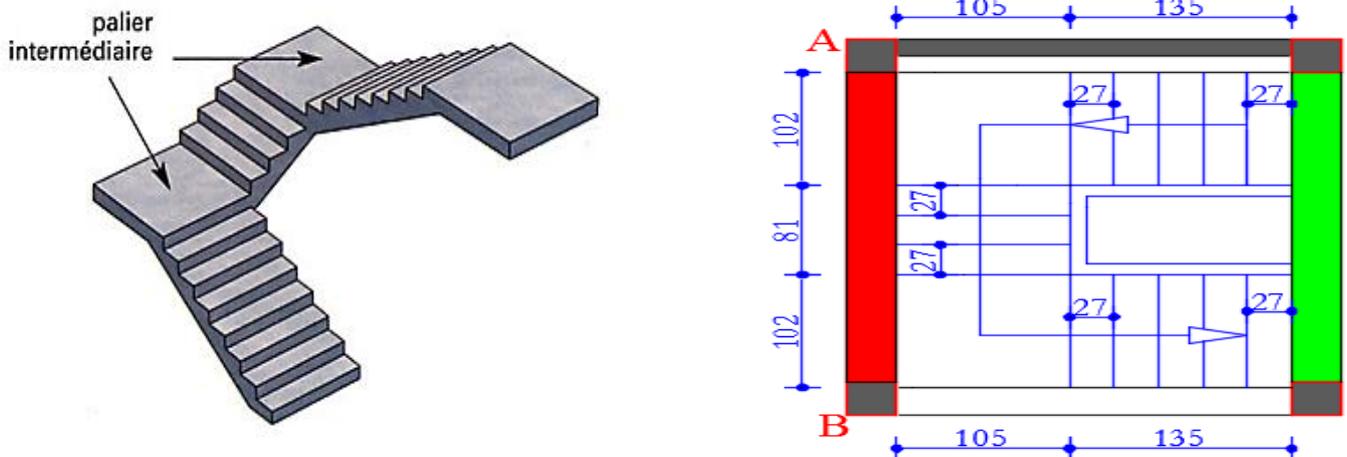


Figure 0.5. Vue en 3D de l'escalier de sous-sol

Pour que l'escalier garantisse sa fonction, 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 : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$, Avec $g = \frac{L_0}{n-1}$, $h = \frac{H}{n}$

L_0 : longueur projetée de la volée,

H : hauteur de la volée,

$n - 1$: nombre de marche,

n : nombre de contre marche,

L : longueur de la volée.

a. Première et troisième volée

❖ **Epaisseur de la paillasse**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(99 / 135) \Rightarrow \alpha = 36,25^\circ$$

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

$\left\{ \begin{array}{l} L_V : \text{longueur de la volée} \\ L_p : \text{longueur du palier du départ.} \end{array} \right.$

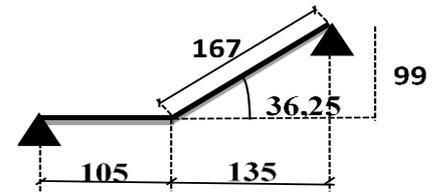


Figure 2.6. Schéma escalier type 01

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1,35^2 + 0,99^2} = 1,67 \text{ m,}$$

$$L_p = 1,05 \text{ m} \Rightarrow L = 2,72 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = 9,06 \leq e \leq 13,6 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

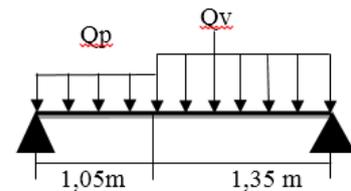


Figure 2.7. Schéma statique de la volée 01 et 03

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \left\{ \begin{array}{l} L_0 = 135 \text{ cm} \\ H = 99 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow 64n^2 - 397n + 198 = 0$$

En résolvant cette équation on obtient : $\sqrt{\Delta} = 326,98 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} n = 6 : \text{nombre de contre marches} \\ n - 1 = 5 : \text{nombre de marches} \end{array} \right.$

❖ **Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

❖ $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{135}{5} \Rightarrow g = 27 \text{ cm, } h = \frac{H}{n} = \frac{99}{6} \Rightarrow h = 16,5 \text{ cm} \rightarrow$ la formule de BLONDEL est vérifiée

Tableau 2.2. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1 et 3)

L_0 (m)	L (m)	H (m)	N	α°	e (cm)	h (cm)	g (cm)
1,35	2,72	0,99	6	36,25	15	16,5	27

b. Deuxième volée

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée)

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{105}{20} = 5,35 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{pour deux heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

On prend: $e = 14 \text{ cm}$

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$L_0 = 81 \text{ cm, } H = 66 \text{ cm}$

$$64n^2 - 277n + 132 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 207,21 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} n = 4 : \text{nombre de contre marches} \\ n - 1 = 3 : \text{nombre de marches} \end{array} \right.$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée

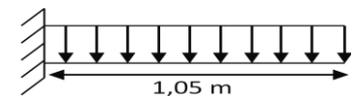


Figure 2.8. Schéma statique de la volée 02

❖ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{81}{3} = 27\text{cm} \Rightarrow h = H/n = 66/4 = 16,6\text{cm}, \text{ on prend : } \begin{cases} g = 27\text{cm} \\ h = 16,5\text{cm} \end{cases}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

Tableau 2.3. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 02)

L_0 (m)	L_x (m)	H (m)	N	α^0	e(cm)	h (cm)	g(cm)
81	1,05	1.19	3	39,17	15	16,5	27

2.3.1.2. 2^{eme} type : escalier de RDC

Tableau 2.4. schéma statique de 2^{eme} type d'escalier (RDC)

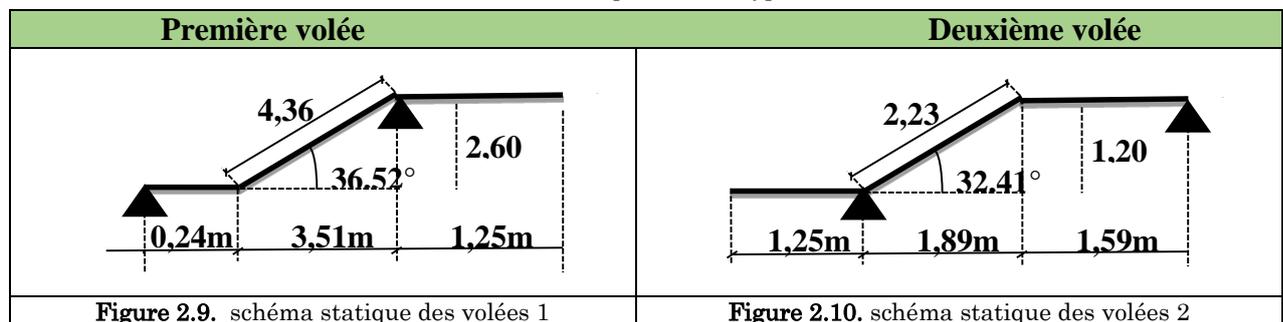


Tableau 2.5. Dimensionnement du deuxième type d'escalier (RDC)

volée	L_0 (m)	L(m)	H (m)	N	α^0	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	3,51	5	2,60	13	36,52	15	18,5	27
02	1,89	4,73	1.2	7	32,41	15	17	27

2.3.1.3. 3^{eme} type : escalier de étage courant

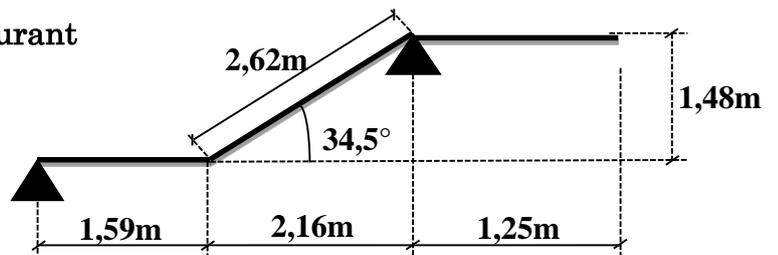


Figure 2.11. Schéma statique des volées

Tableau 2.6. Dimensionnement du troisième type d'escalier

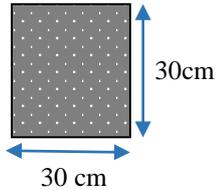
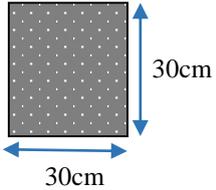
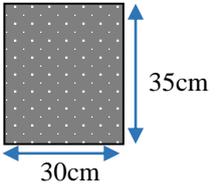
volée	L_0 (m)	L(m)	H (m)	N	α^0	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	2,16	5	1,485	8	34,5	15	16,5	27

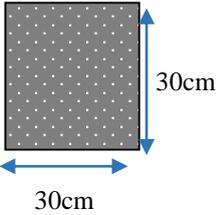
2.4. Les poutres

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies, on distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

- ❖ **Les poutres principales** : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- ❖ **Les poutres secondaires** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.
- On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau 2.7. Pré dimensionnement de différentes poutres.

	Pré dimensionnement	Schémas
Poutres Palière	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 270 - 30 = 240 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq h \leq 24 \text{ cm}$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h = 30 cm. b = 30 cm</p>	
Poutres brise	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max} = 308 \text{ cm} \Rightarrow 20,53 \text{ cm} \leq h \leq 30,8 \text{ cm}$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h = 30 cm. b = 30 cm</p>	
Poutres principales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max} = 5.2 \cdot 30 = 390 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : h = 35 cm b = 30 cm.</p>	

Poutres secondaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max} = 400 - 30 = 370\text{cm} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$ Après avoir fait les vérifications nécessaires : On adopte : h = 30cm. b = 30cm.</p>	
----------------------------	---	---

2.4.1. Vérifications

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

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$;condition vérifiée.
- $h/b < 4$ condition vérifiée

2.5. Les voiles

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d’enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l’épaisseur (e).

2.5.1. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc $e \geq \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$

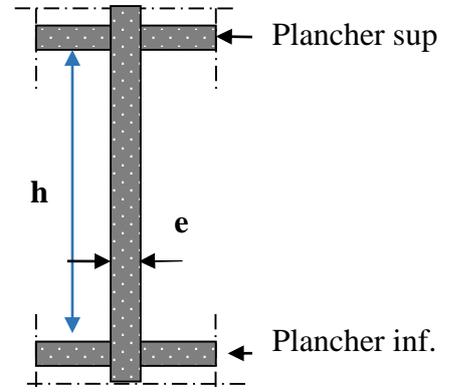


Figure 2.12. Coupe verticale d’un voile

Tableau 2.8. Le différent dimensionnement des voiles

étage	h étage (cm)	h _e libre (cm)	h _e /20 (cm)	<<e>> adopte (cm)
RDC	380	345	17,25	20
E. courant	297	262	13,10	20
Sous- sol	264	229	11,45	20

2.6. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

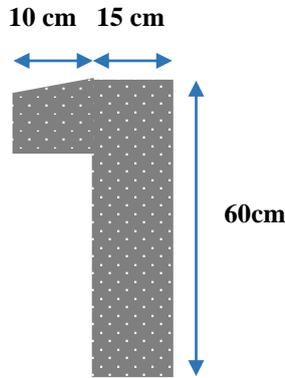


Figure 2.13. 1^{er} type

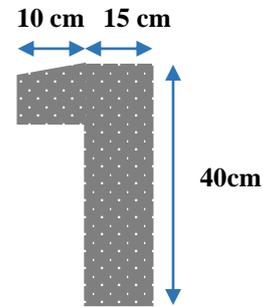


Figure 2.14. 2^{er} type

$$S = 1025 \text{ cm}^2$$

$$P_p \text{ (poid propre): } P_p = 25 \times S \Rightarrow P_p = 2.56 \text{ KN/ml}$$

2.6.1. Hypothèse de calcul

- ❖ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ❖ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

2.6.2. Charge permanente

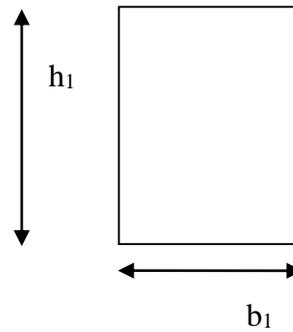
Tableau 2.9. Evaluation des charges verticales

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,1025	25×S _{acr} =2.56	18×e×h=0,22	2,78	1

2.7. Les poteaux

Selon les règles parasismiques Algérienne (RPA99 version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,77$ m les étages d'habitations.

$h_e = 3,10$ m Pour l'étage commerciale.

En se basant sur ces conditions nous adoptons pour les poteaux les sections préalables suivantes :

Tableau 0.10...Sections préalables des poteaux.

Etage	Sous-sol	RDC	1+2 ^{ème} étages	3+4 ^{ème} étages	5+6 ^{ème} étages	7+8 ^{ème} étages
Sections ($b_1 \cdot h_1$) cm ²	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35	30×35

Ces sections seront vérifiées ultérieurement (chapitre 4) :

- Au risque de flambement, conformément à l'article B.8.4.1 du CBA93
- Et à l'effort normal réduit, conformément à l'article 7.4.3.1 du RPA99 version 2003

2.8. Evaluation des charges et des surcharges

❖ Plancher à corps creux

Tableau 2.11. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,8
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				6,20
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4

2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5,23
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

❖ Plancher en dalle pleine

Tableau 2.13. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N ⁰	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5,18
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau 2.14. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N ⁰	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0,04	20	0,8
2	Étanchéité Multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				7,15
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.15. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N ⁰	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
Charge permanent G				6,18
Charge d'exploitation Q (courant)				1,5

❖ Escalier

Tableau 2.16. Evaluation des charges sur les volées

N ⁰	Description des éléments		Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)		
					Volée E.C	Volée RDC	Volée sous-sol
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.40	0.40	0.40

		Vertical	$0.02h/g$	20	0.24	0.27	0.24
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.40	0.40	0.40
		Vertical	$0.02h/g$	20	0.24	0.27	0.24
3	Dalle pleine		$e/\cos(\alpha)$	25	4.55	4.66	4.65
4	Marches		$h/2$	22	1.87	2.03	1.81
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.33	0.52	0.33
6	Garde de corps		/	/	0.6	0.6	0.6
Charge permanent G					8.61	9.15	8.67
Charge d'exploitation Q					2.5	2.5	2.5

Tableau 2.17. Evaluation des charges de palier

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.18
Charge d'exploitation Q				2.5

❖ l'acrotère

Tableau 2.18. Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment (ext)	0.015	18	0.27
2	Béton	0.15	25	3.75
Charge permanent G				4.02

❖ Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est : $P=25 \times S \times h$; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$).

Tableau 2.19. Poids propre des poteaux

Étage	Sous-sol	RDC	1 + 2 ^{ème} étages	3 + 4 ^{ème} étages	5 + 6 ^{èmes} étages	7 + 8 ^{ème} étages
Surface (m ²)	0,2025	0,180	0,160	0,140	0,1225	0,105
Hauteur d'étage h	2,64	3,30	2,97	2,97	2,97	2,97
Poids (KN)	13,365	14,850	11,880	10,395	9,095	7,796

❖ La poussée de terres sur le voile périphériques

➤ Caractéristiques du TVO

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 32^\circ$
- La cohésion $c = 0 \text{ KN/m}^2$

➤ le calcul de la poussée de terres :

$$\sigma(G1) = \gamma h \times Z \times K0 = 19 \times 0.448 \times 2.64 = 23.58 \text{ kPa}$$

Avec $K0=1-\sin(\varphi)=1-\sin(32)=0.448$

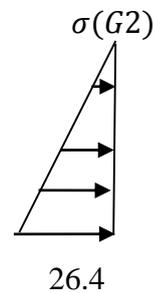
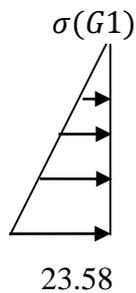
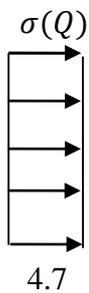
➤ le calcul de la poussée hydrostatique :

$$\sigma(G2) = 10 \times z = 10 \times 2.64 = 26.4 \text{ Kpa}$$

➤ le calcul de charge d'exploitation

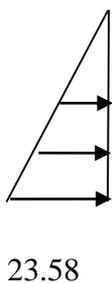
$$\sigma(Q) = q \times k0 = 10 \times 0.448 = 4.7 \text{ Kpa}$$

- coté d'entrée de voile

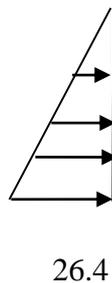


- Les autres cotés

$\sigma(G1)$



$\sigma(G2)$



2.9. Conclusion

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

❖ Plancher

Pour le corps creux est $(16+4)=20$ cm ; pour les dalles plein e = 15cm

❖ Poutres

Poutres principales : 30×35 cm²

Poutres secondaires : 30×30 cm²

Poutres brisée : 30×30 cm²

Poutres palière : 30×30 cm²

❖ Escalier (paliers + volées)

Nous avons adopté une épaisseur e = 15 cm.

❖ Voiles

- e = 20 cm dans le RDC et sous-sol
- e = 20 cm dans les étages courants.

❖ Poteaux

- Sous-sol est de section (45×45) cm².
- Le RDC est de section (40×45) cm².
- 1^{er} et 2^{ème} étage est de section (40×40) cm².
- 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (35×40) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (35×35) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (30×35) cm²

Chapitre 3 Etude des éléments secondaires

3.1. Calcul des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (les planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

3.2. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

3.2.1. Schéma statique des différentes poutrelles

Tableau 3.1. Schéma statique des différentes poutrelles

Types	Schéma statique
	Poutrelle du planché étages courant et terrasse inaccessible
01	
02	
03	
04	Poutrelle du planché terrasse inaccessible (dalle salle des machine)

3.2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Tableau 3.2. méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 Type 2	vérifiée	$\begin{cases} 1/Q^{max} = 5KN/m^2 \leq \min(5KN, 2G) \\ 2/0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ 3/I = \text{constant} \\ 4/FPN \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Type 3,4	/	/	RDM

❖ Combinaisons d'actions et calculs des charges

$$\begin{cases} \text{À l'ELU : } p_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \\ \text{À l'ELS : } p_s = 0.65 \times (G + Q) \end{cases}$$

Tableau 3.3. Charges sur les différents planchers

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	ELU		ELS	
				q _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,2	1	0.65	9,87	6,42	7,2	4,68
Plancher courant	5,23	1.5	0.65	9,31	6,05	6,73	4,37

3.2.3. Exemple de calcul (Plancher Étage courant)

➤ À l'ELU

$p_u = 6.05 \text{ KN/m}^2$

➤ A l'ELS

$P_s = 4.37 \text{ KN/m}^2$

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

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

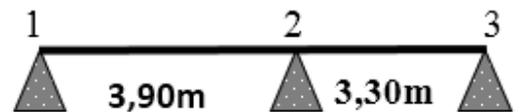


Figure 3.1. Schéma statique de la poutrelle

3.2.3.1. Calcul des moments isostatique

➤ À l'ELU

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} \quad ; \quad M_0 : \text{Moment isostatique}$$

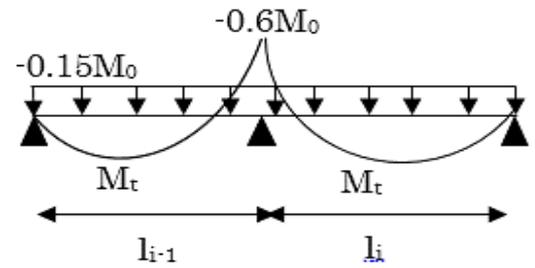
❖ Travée 1-2 : $M_0 = \frac{6,05 \times (3,9)^2}{8} = 11,50 \text{ KN.m}$

❖ Travée 2-3 : $M_0 = \frac{6,05 \times (3,30)^2}{8} = 8,24 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS

❖ Travée 1-2 : $M_0 = \frac{4,37 \times (3,9)^2}{8} = 8,31 \text{ KN.m}$

❖ Travée 2-3 : $M_0 = \frac{4,37 \times (3,30)^2}{8} = 5,95 \text{ KN.m}$



3.2.3.2. Moments aux appuis

$$M_1 = M_3 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

➤ À l'ELU

$$M_2 = -0,6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0,6 \times \max(11,50; 8,24) = -6,9 \text{ KNm.}$$

➤ À l'ELS

$$M_2 = -0,6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0,6 \times \max(8,31; 5,95) = -4,98 \text{ KNm}$$

3.2.3.3. Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,23} = 0,222$$

$$(1 + 0,3 \alpha) = 1 + 0,3 \times 0,222 = 1,06$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,222}{2} = 0,63$$

➤ À l'ELU

❖ Travée 1-2

$$M_t + \frac{0 + 6,9}{2} \geq 1,05 \times 11,50 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,222}{2} \times 11,50 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8,63KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 7,28KN.m \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8,63;7,28)KN.m$$

$$M_t = 8,63KN.m$$

❖ Travée 2-3

$$M_t + \frac{6,9+0}{2} \geq 1,05 \times 8,24 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,222}{2} \times 8,24 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5,20KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5,22KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5,20;5,22)KN.m \quad , M_t = 5,22KN.m$$

3.2.3.4. Calcul des efforts tranchants

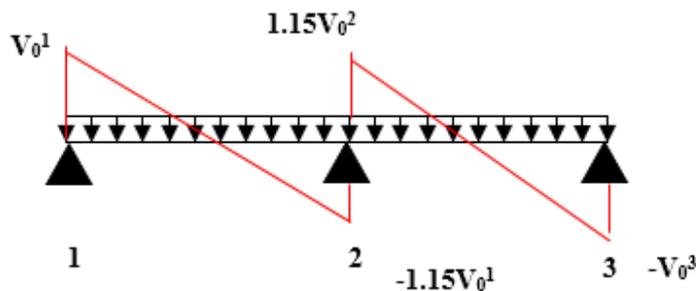
L'effort tranchant isostatique a l'ELU : $V_0 = \frac{P \times l}{2}$

On calcul V_0 pour chaque travée

❖ Travée 1-2

$$V_1 = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,05 \times 3,9}{2} = 11,80KN$$

$$V_2 = -1,15 \frac{P_u \times l}{2} = -13,57 KN$$



❖ Travée 2-3

$$V_2 = 1,15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{6,05 \times 3,3}{2} = 11,48KN$$

$$V_3 = - \frac{P_u \times l}{2} = - 9,98 KN$$

➤ A l'ELS

Le même travail aboutit pour le calcul à l'ELS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4. Résultats des Sollicitation à l'ELS

Travée	L (m)	PS (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
1-2	3,9	4,37	8,31	0	-4,98	6,74
2-3	3.3	4,37	5,95	-4,98	0	3,86

3.2.4. Sollicitation maximales les plus défavorables

Tableau 3.5. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

Niveau	ELU				ELS		
	Ma (KN.m)	Mint (KN.m)	Mt (KN.m)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	Mint (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse inaccessible	-1,83	-7,31	9,75	14,39	-1,33	-5,34	7,19
Plancher courant	-1,73	-6,9	9,4	13,57	-1,23	-4,98	6,8

3.2.5. Ferrailage des poutrelles

3.2.5.1. Calcul à l'ELU (type 2 de étage courant)

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales

$$ELU \begin{cases} M_t = 9,40 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,90 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,73 \text{ KN.m} \\ V = 13,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données : b = 65cm ; b₀ = 10 cm ; h = 20 cm ; h₀ = 4 cm ; Fe= 400 MPA ; f_c28c = 25 MPA

❖ Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{9,40 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,031 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,039, Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,039) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{9,40 \times 10^3}{348 \times 0,177} \Rightarrow A_{tr} = 1,53 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis**

• **Appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{6,9 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,149 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,149}) = 0,203 \Rightarrow z = 0,165 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{\text{int}}}{Z \times f_{st}} = \frac{6,9 \times 10^{-3}}{0,165 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2, A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour 1HA10+1HA8 avec $A=1,29 \text{ cm}^2$.

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0), \mu_{bU} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\% \text{ o}).$$

$$\alpha = 0,048 \Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour 1HA8 avec $A=0,5 \text{ cm}^2$

3.2.5.2. Ferrailage transversal

BAEL99 (Art 5.1.2.2)

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donne par : $\phi_t \leq \min \{h_t / 35 ; b_0 / 10 ; \Phi_L\}$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 100 / 10, 8\} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 8$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t=2\Phi 8=1.01\text{cm}^2$.

3.2.6. Vérifications nécessaires

3.2.6.1. Vérifications à ELU

❖ Vérification au cisaillement

CBA93 (Art A.5.1.1)

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{MPa}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13,57 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,75 \text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ Espacement St

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2\text{cm} \\ St \leq A_t \frac{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3f_{ij}K)} \Rightarrow St \leq 64,64\text{cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 101\text{cm} \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

❖ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis_ CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

➤ Appuis de rive

Vérifier que : $A_l \geq 1,15 \times V_u / f_e \left\{ \begin{array}{l} A_l = 1,57 + 0,28 = 1,85\text{cm}^2 \\ 1,15 \times \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times 13,57 \times 10 / 400 = 0,39 \text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$

➤ Appuis intermédiaire

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$.

$A_l \geq 1,15 / 400 (13,57 - 6,9 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = -0,83\text{cm}^2 < 0$ Condition vérifiée.

❖ Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle)

BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$, Avec : $a_{\min} = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2\text{cm}$

$V_u = 0,01357\text{MN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 = 0,10281\text{MN}$ Condition vérifiée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{0,275 \times 13,57 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,89 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifier} \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque}$$

de rupture à la jonction table nervure

3.2.6.2. Vérifications à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

➤ **En travée** : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre y

D'après le BAEL91.L.III.3 On a $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,90310^{-4} \text{ m}^3 \rightarrow \text{L'axe neutre passe}$$

par la table \Rightarrow calcul d'une section $b_0 \times h$

$$b_0/2 \times y^2 + 15A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23,55 - 423,9 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6,80 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 0,0715 \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

➤ **En appuis intermédiaires**

$$A_a^{inter} = 1,29 \text{ cm}^4, M_{ser} = -4,98 \text{ KN.m}$$

$$H = b_0 \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,90910^{-4} \text{ m}^3 \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section en T}$$

Position de l'axe neutre y

$$b_0/2 \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 / 2 + 15 \times d \times A] = 0$$

$$5y^2 + 239,35y - 788,3 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 3,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4925,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,98 \times 10^{-3}}{4925,73 \times 10^{-8}} \times 0,0309 = 3,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

❖ Conditions de la vérification de la flèche

BAEL 91(Article B.6.5)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifiée, on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}, \Delta f_t \leq \bar{f}; L < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

➤ **Les 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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de : $j=3,8KN/m^2$, $g=5,23KN/m^2$, $p=6,73KN/m^2$

$$\Rightarrow q_{jser} = 2,47KN/m, q_{gser} = 3,4KN/m, q_{pser} = 4,37KN/m$$

$$M_i = 0,63 \times \frac{q_i \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 2,96KN.m, M_{gser} = 4,07KN.m, M_{pser} = 5,23KN.m$$

➤ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_v = 10818.86MPa \\ E_i = \frac{1}{3} \times E_i \Rightarrow E_v = 32456.6MPa \end{cases}$$

$$\text{Coefficients } \lambda, \mu \quad \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 4,09 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,96 \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{10 \times 18} = 0.0087$$

➤ **Propriété de la section**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A} \Rightarrow y_G = 6,46cm$$

Moment d'inertie: $\Rightarrow I = 3990,78 m^4$

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

$I_0 = 16978,66$ (I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale)

➤ **Les Contraintes**

$$\sigma_{si} = 15 \times \frac{M_{ser,i} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 120,7189 MPa, \sigma_{sg} = 165,98 MPa, \sigma_{sp} = 213,29 MPa$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj}^j + f_{t28}} \right) = 0,417 ; \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg}^g + f_{t28}} \right) = 0,533$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp}^p + f_{t28}} \right) = 0,614$$

➤ Inerties fictives (I_f)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6903,09 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5873,18 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5319,04 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9134,20 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 2,01 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 3,25 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 4,61 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 6,26 \text{ mm} \end{array} \right.$$

➤ La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6,26 - 2,01 + 4,61 - 3,25 \Rightarrow \Delta f_t = 5,61 \text{ mm}$$

f = 5,61 mm < f^{adm} = 7,8 mm La flèche est vérifiée.

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

Tableau 3.6. Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
T inaccessible	Travée	9,75	0,033	0,158	0,168	1,67	1,41	3HA10=2,36
	Appuis rive	-1,83	0,039	0,051	0,176	0,23	0,217	1HA8=0,5 cm ²
	Appuis int	-7,31	0,159	0,217	0,164	1,28	0,217	1HA8+1HA10=1,29
E. courant	Travée	9,4	0,031	0,039	0,177	1,53	1,41	1HA8+1HA10=2,
	Appuis rive	-1,73	0,038	0,048	0,176	0,28	0,217	1HA8=0,5 cm ²
	Appuis int	-6,9	0,149	0,203	0,165	1,20	0,217	1HA8+1HA10=1,29

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau 3.7. Vérification au cisaillement.

Type	Bielle $V_u \leq 0,267 a b_0 \cdot f_{c28}$	Cisaillement $\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure $\frac{V_u b_1}{0.9 \times d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$
			Rive	Intermédiaire	
			$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	
T inaccessible	14,39 < 108,13	0,80 < 3,33	2,76 > 0,41	3,55 > 1,32	0,94 < 3,33
E. courant	13,57 < 108,13	0,75 < 3,33	2,07 > 0,39	2,86 > 1,27	0,89 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérifications des contraintes à ELS

➤ Etat limite de compression du béton

Tableau 3.8. Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b ≤ σ̄ _b		Observation
						σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	
T inaccessible	Travée	7,19	2,26	4, 31	12342,6	3,38	15	vérifiée
	Appuis rive	-1,33	0,5	4,5	1670,62	2,5	15	vérifiée
	Appuis intr	-5,34	1,29	3,09	5474,58	8,4	15	vérifiée
E. courant	Travée	6,8	1,57	7,15	3990,78	12,18	15	vérifiée
	Appuis rive	-1,73	0,5	4,5	1670,62	2,99	15	vérifiée
	Appuis intr	-4,98	1,29	3,09	4925,73	3,12	15	vérifiée

➤ Etat limite de déformation

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

Tableau 3.9. Vérification des états limites de déformation.

Plancher	T inaccessible	E. courant
Δf (mm)	6,84	8,75
f _{adm} (mm)	7,8	7,8

3.2.7. Etude de la dalle de compression

D'après le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles: } A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Armatures parallèles aux poutrelles: } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Soit : $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp}: 5\phi 5/\text{ml} \rightarrow S_t = 20\text{cm} < 20\text{cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 5/\text{ml} \rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots \text{CBA} \end{array} \right.$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm²

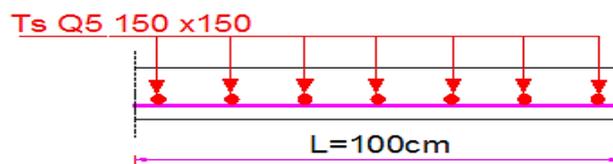


Figure 3.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.2.8. Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau 0.10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant			

3.3. Calcul des dalles pleines

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

3.3.1. Données de différentes dalles

Tableau 3.11. Données des différents types de dalle pleine

Types	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ELU		ELS	
				μx	μy	μx	μy
DP1	1,7	3,40	0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
DP5	1,30	2,4	0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
DP6	1,5	3,40	0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
DP7	1,2	4,86	0,25	/	/	/	/
DP(RDC)	3,00	2,40	4,9	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781

3.3.2. Exemple de calcul de Dalle sur 3 appuis DP1 (balcons)

$L_x = 1,7 \text{ m}$, $l_y = 3,40 \text{ m}$; $\rho = l_x/l_y \Rightarrow \rho = 0,50 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens, (l_x et l_y)

3.3.2.1. Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow q_u = 12,24 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1,7 \text{ m} = \frac{L_y}{2} = 1,7 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6}$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = 20,05 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 10,02 \text{ KN.m}$$

❖ En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{tx} = 0,75 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 15,04 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 7,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En appui

$$M_a = 0,4 \times M_{0x} \Rightarrow M_a = 8,02 \text{ KN.m}$$

3.3.2.2. Ferrailages

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}, A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m}, e = 15 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau 3.12. Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)
travée	x-x	15.04	0.074	0.096	0.115	3.74	5HA10=3,93
	y-y	7.52	0.037	0.047	0.118	1.83	4HA8=2,01
appui		8.02	0.039	0.050	0.118	1.96	3HA10=2,01

❖ Espacement des armatures

$$\begin{cases} \text{sense xx: } s_{ty} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}); \text{ on adopte } s_{ty} = 20 \text{ cm} \\ \text{sense yy: } s_{tx} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}); \text{ on adopte } s_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

3.3.3 Vérifications nécessaires

3.3.3.1 Vérifications A l'ELU

❖ La condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}, \text{ Avec } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_c E400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

❖ L'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 9,79\text{KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 1,22\text{KN}$$

$$- \tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,081\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.3.3.2. Vérifications A l'ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow q_{\text{ser}} = 8,68\text{KN}$$

➤ En travée

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1000 \\ \mu_y = 0,3671 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 14,21\text{KN.m} \\ M_{oy} = 7,11\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 10,66\text{KN.m} \\ M_{ty} = 5,33\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ En appui

$$M_a = 0,4 \times M_{ox} \Rightarrow M_a = 5,69\text{KN.m}$$

❖ Etat limite de compression de béton

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2, \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * y$$

Tableau 3.13. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

sens		M _i ^{ser} (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y (cm)	I × 10 ⁻⁵ (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	XX	10.66	3,93	3.22	5657.23	6.06 < 15	vérifier
	YY	5.33	2,01	2.41	3239.42	3.96 < 15	vérifier
appui		5.69	2,01	2.41	3239.42	4.22 < 15	vérifier

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_s = 15 \times M_{\text{ser}}^{tx} \times (d - y_{\text{ser}}) / I, \quad \text{FN} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63\text{MPa}$$

$$\text{Acier HA} \rightarrow \eta = 1.6$$

Tableau 3.14. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS

sens		M_t^{ser} (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y (cm)	$I \times 10^{-5}$ (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
travée	XX	10.66	3.93	3.22	5657.23	248.25 > 201.63	Non vérifier
	YY	5.33	2.01	2.41	3239.42	236.83 > 201.63	Non vérifier
appui		5.69	2.01	2.41	3239.42	252.62 > 201.63	Non vérifier

On doit recalculer la section d'acier en travée à l'ELS dans le sens xx ,yy et en appuis

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} \quad , \alpha_0 = 0,056$$

Tableau 3.14. Recalculer des contraintes de l'acier à l'ELS

sens		β	α	A_{st}	A_{choisi}	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
travée	XX	0.0037	0.321	4.93	5.65	175.48 < 201.63	vérifier
	YY	0.0018	0.232	2.39	3.14	153.98 < 201.63	vérifier
appui		0.002	0.238	2.55	3.14	164.24 < 201.63	vérifier

❖ **Etat limite de déformation**

➤ **Sens xx**

1) $\frac{h}{l_x} > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0,088 > 0.0375 \dots \dots \dots$ vérifier

2) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0047 < 0.005 \dots \dots$ vérifier => les deux conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens yy**

➤ 1) $\frac{h}{l_y} > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow 0,044 > 0.0375 \dots \dots$ vérifier

➤ 2) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0019 < 0.005 \dots \dots$ vérifier => les deux conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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

Tableau 3.16. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Sollicitations maximales								
Types	ELU					ELS		
	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma (KN.m)	Vx (KN)	Vy (KN)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma (KN.m)
DP1	15.04	7.52	8.02	9.79	1.22	10.66	5.33	5.69
DP5	5.29	1.76	2.82	6.32	1.16	3.75	2.34	2.00
DP6	14.46	5.17	7.71	8.84	0.77	10.25	3.66	5.47
DP7	21.55	/	11.49	7,32	/	15.28	/	8.15

DP	8.64	2.65	4.61	28.83	4.78	6.46	3.09	3.44
-----------	------	------	------	-------	------	------	------	------

Tableau 3.17. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} ($\frac{cm^2}{ml}$)	A_{adop} ($\frac{cm^2}{ml}$)	St(cm)
DP1	xx	15.04	3,74	1,5	5HA12=5,65	20
	yy	7.52	1,83	1,2	4HA10=3,14	25
	Appui	8.02	1,96	1,5	4HA10=3.14	25
DP5	xx	5.29	1,12	1,5	4HA8=2,01	25
	yy	1.76	0,70	1,2	4HA8=2,01	25
	Appui	2.82	0,60	1,5	4HA8=2,01	25
DP6	xx	14.46	4.69	1,5	6HA10=4,71	16.5
	yy	5.17	1.69	1,2	3HA10=2,36	33
	Appui	7.71	2.45	1,5	4HA10=3,14	25
DP7	xx	21,55	5,47	1,65	6HA12=6,79	16,5
	Appui	11,49	2,83	1,2	4HA10=3,14	25
DP(RDC)	xx	8.64	2,11	1,43	3HA10=2,36	33
	yy	2.65	0,65	1,2	4HA8=2,01	25
	Appui	4.61	1,12	1,43	4HA8=2,01	25

Tableau 3.18. Vérification de l'effort tranchant

Types	V_{ux} (KN.m)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_{ux}$ (MPa)	Obs	V_{uy} (KN.m)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_{uy}$ (MPa)	Obs
DP1	9,79	0,081<1,17	vérifier	1,22	0,01<1,17	vérifier
DP5	6,32	0,061< 1,17	vérifier	1,16	0,009<1,17	Vérifier
DP6	8,84	0,074< 1,17	vérifier	0,77	0,006<1,17	
DP7	7,32	0,061< 1,17	vérifier	/	/	
D6(RDC)	20,83	0,17<1.17	vérifier	4,78	0,039<1.17	vérifier

Tableau 3.19. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de Dalles	M_t^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
DP1	xx	10,66	3,47	6533,29	5,66 < 15	175,48<201.63	vérifier
	yy	5,33	2,41	3239,42	3,3 < 15	163,98<201.63	vérifier
	appui	5,69	2,41	3239,42	4,18 < 15	164,24<201.63	vérifier
DP5	xx	3.75	2.41	3239,42	2.78 < 15	Aucune vérification à faire	
	yy	2.34	2.41	3239,42	1.74 < 15	Aucune vérification à faire	

	appui	2.00	2.41	3239,42	1.48 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
DP6	xx	10.25	3.47	6533.29	5.45 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
	yy	3,66	2.58	3713.29	2,55 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
	appui	5,47	2.92	4713.12	3.39 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
DP7	xx	15,28	4,03	8651,30	7,12 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
	appui	8,15	2,58	3713,72	5,67 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
DP (RDC)	xx	6.60	2.58	3713.29	4,59 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
	yy	3.15	2.41	3239,42	2,34 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire
	appui	3.52	2.41	3239,42	2,61 < 15	vérifier	Aucune vérification à faire

Pour les dalles **DP1 ; DP3 ; DP5 ; DP6** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire, car les conditions de la flèche sont vérifiées, pour la dalle **DP7 et DP(RDC)** la vérification de la flèche est nécessaire, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant.

Tableau 3.21. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		fgv(mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	obs
DP (RDC)	xx	0.937	0.189	1.104	0.312	1.53 < 6	vérifier
	yy	1.200	0.242	0.723	0.400	1.28 < 9.8	vérifier
DP5	xx	0,44	0,098	0,47	0,19	0,62 < 2,4	vérifier
	yy	0,72	0,17	0,41	0,24	5.68 < 9,72	vérifier

3.3.4. Schéma de ferrailage des dalles

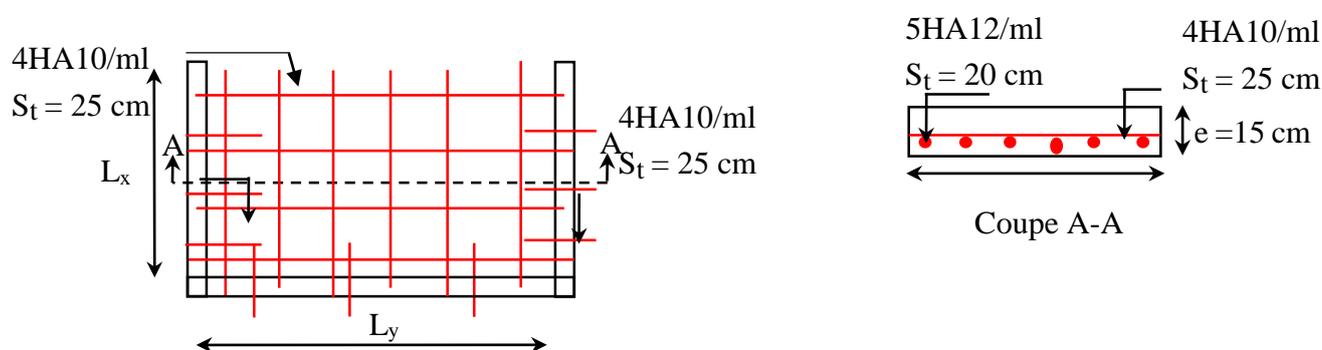


Figure.3.3. Schéma de ferrailage de la dalle D1

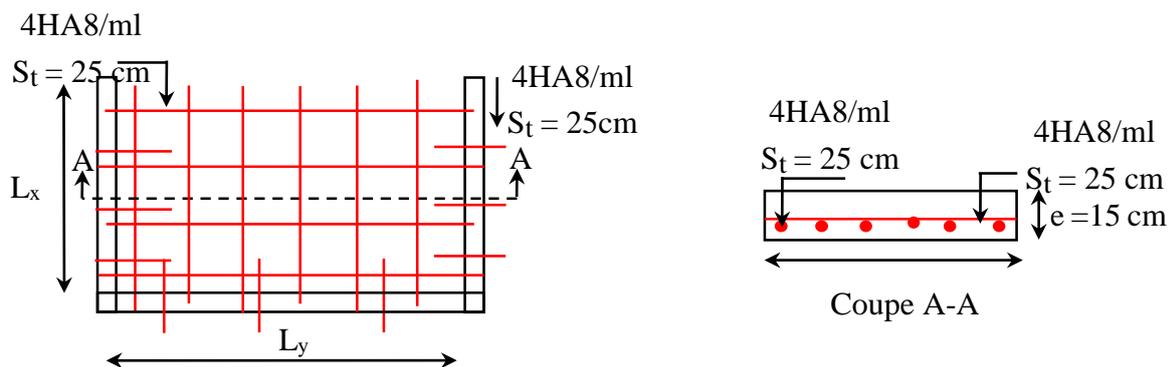


Figure 3.5. Schéma de ferrailage de la dalle D5

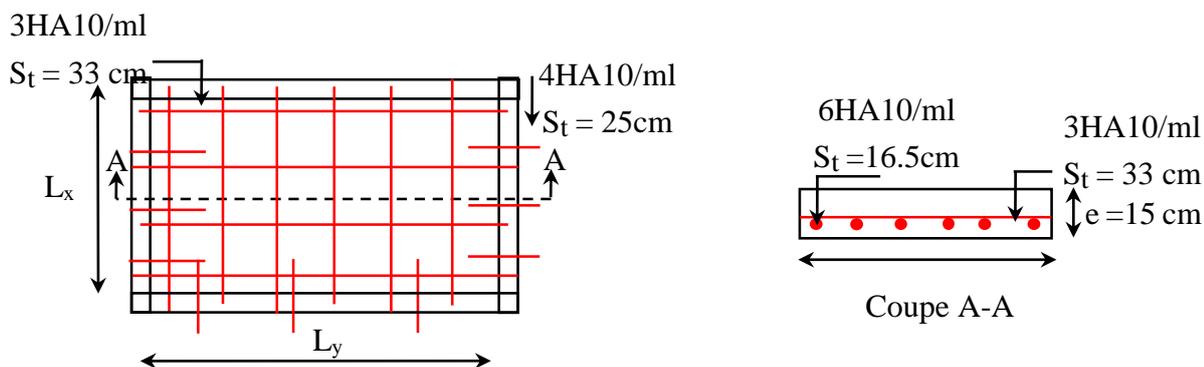


Figure 3.6. Schéma de ferrailage de la dalle D6

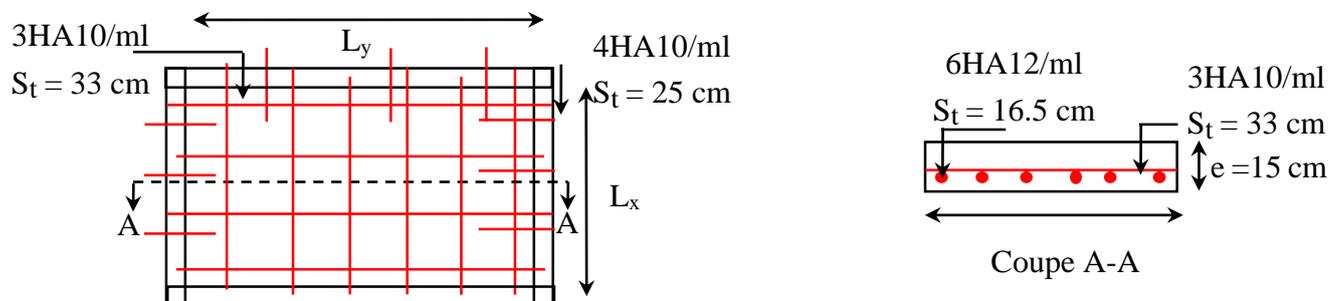


Figure 3.7. Schéma de ferrailage de la dalle D7

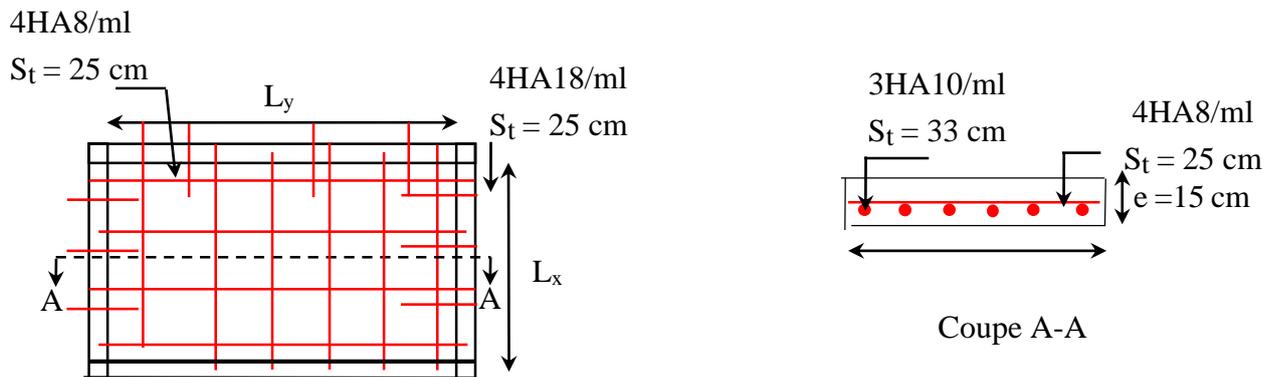


Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle DP (RDC)

3.4. Etude de l'ascenseur

3.4.1. Définition

L'ascenseur de notre projet est constitué 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, Destinée pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivant :

L : Longueur de l'ascenseur = 2,7m, l : Largeur de l'ascenseur = 1,85 m.

La vitesse $V = 0.63\text{m/s}$. Hauteur d'ascenseur = 2.20m

3.4.2. Prédimensionnement de la dalle

$$\rho = \frac{1,85}{2,7} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu

Donc on opte pour la dalle une épaisseur de : $e = 15\text{cm}$

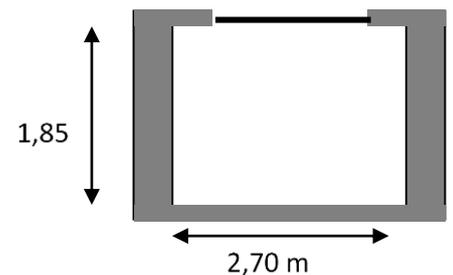


Figure 3.9. Cage d'escalier

3.4.3. Etude de dalle machines

La dalle de machine est soumise aux charges suivantes :

3.4.3.1. Charges concentrées

- F_c : Charge due à la rupture du câble = 50KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN.
- P_M : Poids machine (moteur et treuil) = 12KN.
- D_m : Charge due à la salle de machine = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg, $Q = 6.3\text{KN}$
- $P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 51 + 6.3 \Rightarrow P = 72.3\text{KN}$

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

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

(U × V) : Surface d'impact, a₀ et U : Dimensions suivant le sens x-x'
 b₀ et V : Dimensions suivant le sens y-y'

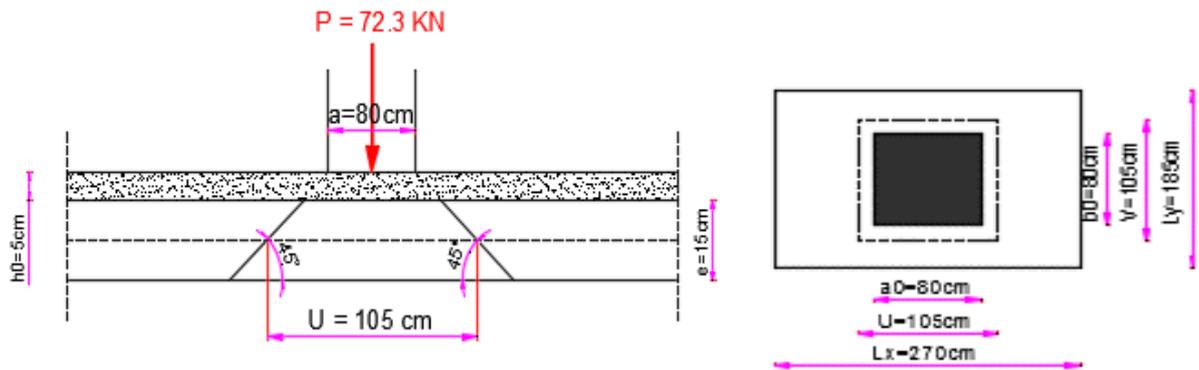


Figure 3.10 . Représentation de la surface de la charge concentrée.

D'après le BAEL 91 on a : $\begin{cases} u = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$

$\begin{cases} e : \text{est l'épaisseur de la dalle plein, soit } e = 15\text{cm} \\ h_0 : \text{est l'épaisseur du revêtement rigide (chape de béton)} \\ \text{soit } h_0 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1 \text{ (revêtement en béton)} \end{cases}$

On a une vitesse $V = 0.63\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105\text{cm} \\ v = 105\text{cm} \end{cases}$

3.4.3.2. Evaluation des moments sous charge concentrée

❖ M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91

$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$ Avec : $v = \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

M₁ En fonction de ρ et $\alpha = \frac{u}{Lx}$; $\alpha = \frac{u}{Lx} = \frac{105}{170} = 0,62$ et $\rho = 0,71$

M₂ En fonction de ρ et $\beta = \frac{v}{Ly}$; $\beta = \frac{v}{Ly} = \frac{105}{240} = 0,44$ et $\rho = 0,71$

D'après les abaques de PIGEAUD (annexe 04), en fonction de ρ et α , β on a trouvé :

$\rho = 0,71$ et $\begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \beta = 0,44 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,108 \\ M_2 = 0,068 \end{cases}$

À l'ELU :

$q_u = 1.35 \times P \Rightarrow q_u = 1.35 \times 72.3$
 $\Rightarrow \begin{cases} q_u = 97.6 \text{ KN} \end{cases}$

À l'ELS :

$q_{ser} = P = 72.3 \text{ KN}$

Tableau 3.22. Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	M _{x1} (KN.m)	M _{y1} (KN.m)
ELU	10,54	6,63

ELS	8,79	6,47
-----	------	------

3.4.3.3. Evaluation des moments sous charge répartie

❖ M_{x2} et M_{y2} du système

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases} \quad \text{à ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

$\rho = 0,71 \rightarrow \text{à l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} G = 25 \times 0.15 + 20 \times 0.05 \\ Q = 1 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 4.75 \text{KN.m} \\ Q = 1 \text{KN.m} \end{cases}$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_s = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 7.91 \text{KN/m}^2 \\ q_s = 5.75 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau 3.23. Evaluation des moments sous charge répartie

Désignation	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	1,53	0,68
ELS	1,21	0,71

❖ La Superposition des moments

Superposition des moments : $\begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$

Tableau 3.24. La Superposition des moments sous charges réparties

Désignation	M_{x0} (KN.m)	M_{y0} (KN.m)
ELU	12,07	7,31
ELS	10	7,18

❖ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{y0} \\ M_a = -0.4 \times M_{x0} \end{cases}$$

Tableau 3.25. Les moments corrigés charges réparties

Désignation	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	10,25	6,21	4,82
ELS	8,5	6,10	4

3.4.4. Ferrailage

Le calcul se fait pour une section de $b=1\text{m}$, $h=15\text{cm}$ et $d=12\text{cm}$, sollicitée à la F.S

Tableau 3.26. Tableau des ferrailages de la dalle

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	X-X	10,25	0,050	0,06	0,117	2,51	1,37	4HA10 =3,14	25
	Y-Y	6,21	0,030	0,03	0,118	1,51	1,2	3HA8 =1.51	33

Appui	4,82	0,02	0,02	0,118	1,17	1,37	3HA8 =1.51	33
-------	------	------	------	-------	------	------	---------------	----

3.4.5. Vérification nécessaire

3.4.5.1. Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que : $q_u \leq 0,045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec Périmètre U_c du rectangle d'impact, $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (105+105) \Rightarrow U_c = 420\text{cm}$
 $q_u = 97.6\text{KN/m}^2 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 472.5\text{KN/m}^2 \rightarrow$ condition vérifier

3.4.5.2. Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97.6}{3 \times 1.05} = 30.98\text{KN}, \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \rightarrow$$
 condition vérifier

3.4.5.3. Vérification des contraintes dans le béton

Tableau 3.27. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	8,50	2,92	4713,12	$9,81 \leq 15$	vérifier
y-y	6,10	2,11	2528,57	$5,09 \leq 15$	vérifier
Appui	-4	2,11	2528,57	$3,33 \leq 15$	vérifier

3.4.5.4. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. ; \text{Sens x-x : } \begin{cases} 0,088 > 0,042 \\ 0,002 < 0,005 \end{cases}, \text{Sens y-y : } \begin{cases} 0,062 > 0,042 \\ 0,001 < 0,005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

3.4.5.5 Schéma de ferrailage

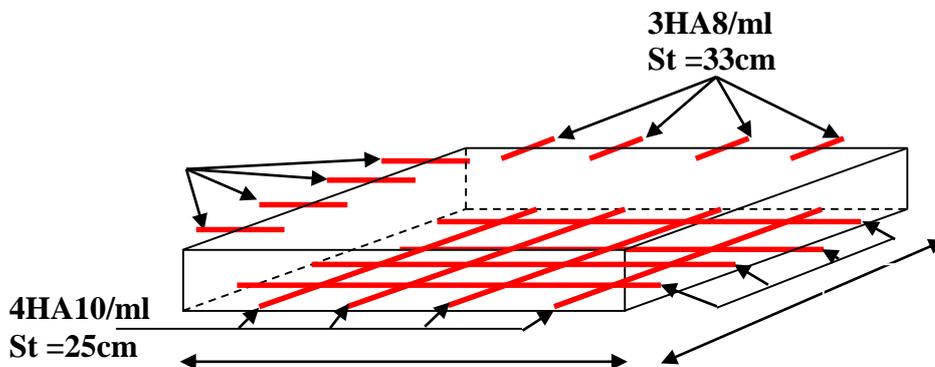


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

3.5. Etude de l'acrotère

3.5.1. Evaluation des charges et surcharges

❖ Verticales

Tableau 3.28. Evaluation des charges verticales

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,1025	25×S _{acr} =2.56	18×e×h=0,22	2,78	1

❖ Horizontales (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une

Force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} A = 0.15 \text{ (Tableau 4-1 du RPA99)} \\ C_p = 0.8 \text{ (Tab. 6.1 du RPA99)} \\ W_p = 2.62 \text{ KN/m} \end{cases}$$

{ Groupe d'usage 2.
{ Zone IIa (Bejaia).

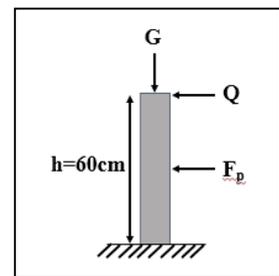


Figure 3.12. Les Sollicitations sur l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.62 \Rightarrow F_p = 1.26 \text{ KN}$$

3.5.2. Calcul des sollicitations

3.5.2.1. Calcul du point d'application de force

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0898m \\ Y_G = 0.326m \end{cases}$$

3.5.2.2. Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,78 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_P = 1,33 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P * y_C = 1,33 * 0,321 \Rightarrow M_{F_P} = 0,43 \text{ KN.m.}$$

Tableau 3.29. Différentes combinaisons à utiliser

solicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2,78	3,75	2,78
M(KN)	M _Q +M _{FP} +M _G =1,03	0.9	0.6

3.5.2.3. Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,75} = 0,24m$$

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = 0,24m \\ H = 0,6 = 0,1m \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$$

3.5.3. Sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression

On remplace l'excentricité réelle (e = Mu/Nu) par une excentricité totale de calcul.

$$e_t = e_2 + e_3, e_2 = e_1 + e_a, \text{ Avec : } \begin{cases} e_1 = \text{Excentricité structurale} \\ e_a = \text{Excentricité additionnelle} \end{cases}$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,24 + 0,02 = 0,26m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire

de l'excentricité (e₃) du second Ordre due à la déformation

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \rightarrow \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes
 ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.15} = 0.58cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 26 + 0,58 = 26,58cm.$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$\begin{cases} N_u = 3,75 \text{ KN} \\ M_{UG} = N_u * e_{tot} = 0.99 \text{ KN.m} \\ V = F_p + Q = 2,33 \text{ KN} \end{cases}$$

3.5.4. Ferrailage

➤ A l'ELU

$$h = 15cm, d = 12cm, b = 60cm$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment

$$M_{uA} = 0,99 + 3,75 * (0,12 - 0,15 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,167 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,167 * 10^{-3}}{1 * 0,12^2 * 14,2} = 0,0057 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{fictif : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

{ M_{UG} et N_U : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul
 { M_{UA} = moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0071$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,119$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,167 \times 10^{-3}}{0,125 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,28 \times 10^{-4} - \frac{3,75 \times 10^{-3}}{348} = 0,108 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 1.51/4 = 0.378 \text{ cm}^2, \text{ On choisit : } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement

{ Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$
 { Armatures de répartition : $S_t \leq 60/2 = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$
 AL'ELU

3.5.5. Vérification

3.5.4.1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,12 * \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2, A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on choisit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

3.5.4.2. Vérification au cisaillement

$$FN \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

(Pas de rupture par cisaillement)

3.5.4.3. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}, \tau_{se} = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

3.5.6. Vérification À l'ELS

$$d=0,08 \text{ m}; N_{\text{ser}} = 2,78 \text{ KN}; M_{\text{ser}} = 1 \text{ KN.m}; \eta = 1,6 \text{ pour les HR.}$$

❖ Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}$$

❖ Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{1}{2,78} = 0,36 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

❖ Position de centre de poussée

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c ; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,075 = 0,285 \quad \text{On a N (compression) donc } c = -0,285 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad \Leftrightarrow P = -0,256 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad \Leftrightarrow q = -0,049 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0,14 \times y_c + 0,016 = 0. \quad \text{Tel que : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2,78 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante : $0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 15 \text{ cm}$.

Donc on choisit : $Y_c = 27,40 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = Y_c + C = 1,67 \text{ cm}$

3.5.6.1. Calcul des contraintes dans le béton

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 2,57 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K (\text{Coefficient angulaire des contraintes}) = \frac{N_{ser} \times y_c}{I}$$

$$\Rightarrow K = \frac{2,78 \times 10^{-3} \times 0,2740}{2,57 \times 10^{-5}} = 29,64 \text{ MPa}$$

Pour le béton : $\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 29,64 \times 0,0167 = 0,494 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

3.5.6.2. Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence)

Pour l'acier : $\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y_{ser}) = 45,89 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

3.5.7. 2^{ème} type d'acrotère

$F_p = 0,94 \text{ KN}$

$X_G = 9,6 \text{ cm}$ $Y_G = 21,95 \text{ cm}$; $e = 25,07 \text{ cm}$

Tableau 3.30. Résultats de ferrailage de 2^{ème} type d'acrotère

Sections	M (KN.m)	N (KN.m)	M _f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A _T (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Type 2	0,66	2,63	0,206	0,0035	0,044	0,119	0,096	0,375	1,45

3.5.8. Schéma de ferrailage Type 1,2

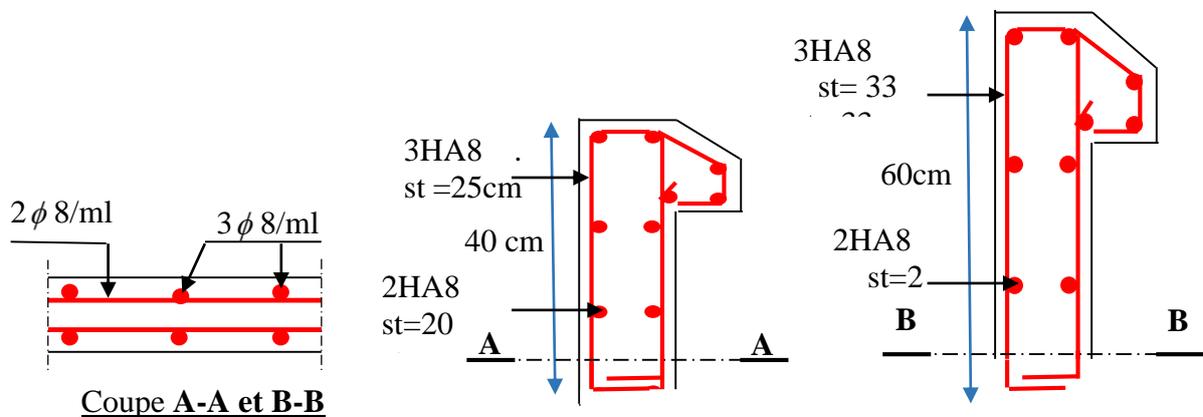


Figure 0.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère 1 et 2

3.6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

3.6.1. Escaliers de deux volée (type 3)

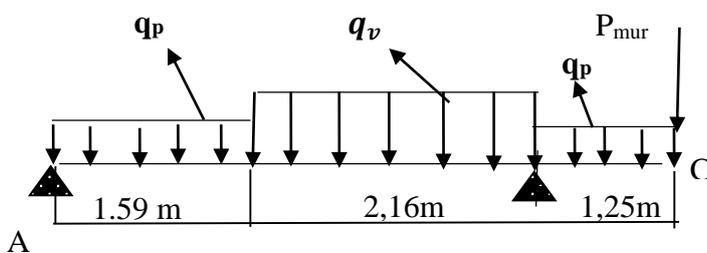


Figure 0.14. Schéma statique de l'escalier (type 3).

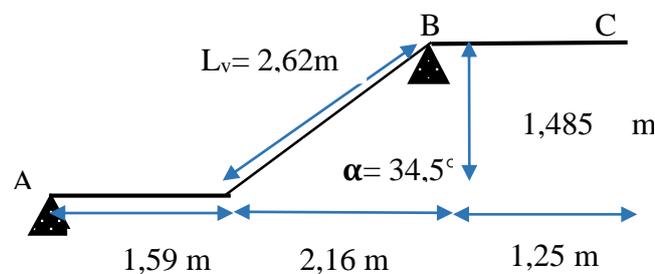


Figure 3.15. Coupe en élévation de l'escalier (type 3).

$$G_{palier} = 5,18 \text{KN} / \text{m}^2 , G_{volée} = 8,61 \text{KN} / \text{m}^2 , Q_{escalier} = 2,50 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_{mur} = 2,67 \times 2,77 = 7,39 \text{ KN}$$

3.6.1.1. Calcul des sollicitations

$$\diamond \text{L'ELU} \begin{cases} \text{Palier : } q_p = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_p = 10.74 \text{KN.m} \\ \text{Volée : } q_v = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_v = 15.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$1,35 \times P_{mur} = 9,98 \text{ KN}$$

Par la méthode RDM (méthode des sections), on trouve :

$$R_A = 16,46 \text{KN} ; R_B = 56,95 \text{KN} ; M_0^{\text{max}} = 12,49 \text{KNm},$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0^{\text{max}} \Rightarrow M_t = 10,62 \text{KN.m} \\ M_a = 0.4 \times M_0^{\text{max}} \Rightarrow M_a = 5,00 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\text{max}} = 16,42 \text{KN}$$

◆ L'ELS

$$\begin{cases} \text{Palier : } q_p = G + Q = 5,18 + 2,5 \Rightarrow q_p = 7,68 \text{KN.m} \\ \text{Volée : } q_v = G + Q = 8,16 + 2,5 \Rightarrow q_v = 11,11 \text{KN.m} \end{cases}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 12,47 \text{KN} ; R_B = 40,72 \text{KN}.$$

$$M_0^{\text{max}} = 9,55 \text{KNm} \cdot \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0^{\text{max}} \Rightarrow M_t = 8,11 \text{KN.m} \\ M_a = 0.4 \times M_0^{\text{max}} \Rightarrow M_a = 3,82 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\text{max}} = 11,86 \text{KN}$$

3.6.1.2. Calcul du ferrailage

$$e = 15 \text{cm}, d = 12 \text{cm}, b = 100 \text{cm}$$

Tableau 3 .31. Ferrailage de la volée(E.C)

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
En travée	10,62	0,048	0,076	0,115	3,16	5HA10=3,93	20
En appui	5,00	0,023	0,031	0,118	1,46	4HA8=2,01	25

$$A_r = A_s / 4 : \begin{cases} \text{En travée : } A_r = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{cm}^2, \text{ on adopte } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{cm}^2, s_t = 33 \text{cm} \\ \text{En appui : } A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{cm}^2, \text{ on adopte } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{cm}^2, s_t = 33 \text{cm} \end{cases}$$

3.6.1.3. Vérification à ELU

◆ La condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 1 * 0,12 * 2,1 / 400 = 1,45 \text{cm}^2.$$

On a : $A > A_{\text{min}}$condition vérifiée

◆ L'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 0.05f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\tau_u = v_u / (b \times d) \Rightarrow \tau_u = 16,42 \times 10^{-3} / (1 \times 0,12) \Rightarrow \tau_u = 0,136MPa < 1.25MPa \dots \text{condition vérifier}$$

❖ les armatures longitudinales au cisaillement

$$A_s \geq \left[V_u - \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\left[16,42 \times 10^{-3} - \frac{10,62 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12} \right] \times 1,15}{400} = -2,17cm^2 \Rightarrow A_s < 0 \rightarrow \text{aucune vérification à faire.}$$

❖ Espacement des barres :

Armatures principales : $S_{t \max} = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \dots \dots \dots$ vérifiée.

Armatures secondaires : $S_{t \max} = 33cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \dots \dots \dots$ vérifiée.

3.6.1.4. Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture de fissures

Les escaliers sont des éléments couverts alors la fissuration est peu nuisible, d'après le BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) aucune vérification n'est effectuée

❖ Etat limite de compression du béton

Tableau 3.32. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS

sens	M_t^{ser} (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y (m)	I × 10 ⁻⁵ (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	8,11	3,93	0,0354	7,526	3,51 < 15	vérifier
appui	3,82	2,01	0,0301	6,324	1,79 < 15	vérifier

❖ Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow \frac{15}{361} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{7,07}{20 \times 8,32} \right) \Rightarrow 0,042 = 0.042 \rightarrow \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0026 < 0.005 \rightarrow \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

3.6.1.5. Schéma de ferrailage

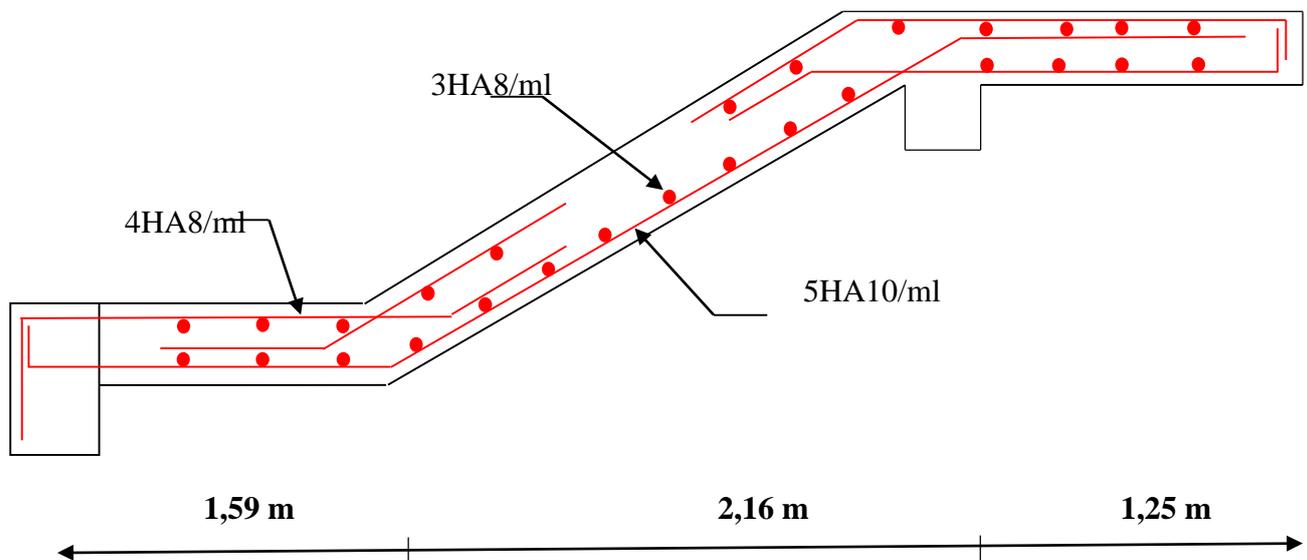


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées du E.C

3.6.2. Etude des volées 2

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée

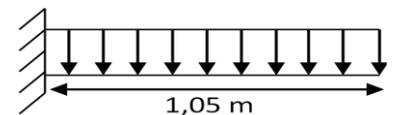


Figure 3.17. schéma statique de la volée 02

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

3.6.2.1. Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 15,37 \text{ KN/m} \quad ;$$

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 \Rightarrow M_u = 8,47 \text{ KN.m} \quad ;$$

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 16,14 \text{ KN} \quad ;$$

A l'ELS

$$q_s = G + Q = 11,11 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 6,12 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 11,67 \text{ KN}$$

3.6.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.
Soit FPN ; $e = 15 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 13 \text{ cm}$.

Tableau 3.33. Résultats des ferrailages des volées 2 de sous-sol

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St (cm)
8,47	0,049	0,063	0,107	2,28	1,32	4HA10=3,14	25

3.6.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{16,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,147 MPa \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 MPa$$

3.6.2.4. Vérification à l'ELS

❖ Etat limite de compression du béton

BAEL 91(article : B.6.5.1)

$$\begin{cases} M_{ser} = 6,12 \text{ KN.m} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y = 3,08 \text{ cm} \\ I = 4,737 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = 3,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Vérification de la flèche

$$\begin{cases} 1) \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow \frac{14}{105} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \right) \Rightarrow 0,13 > 0,05 \rightarrow \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0028 < 0,005 \rightarrow \text{vérifier.} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour les résultats d'autres escaliers sont résumés dans ce tableau suivant :

Tableau 3.34. résultats finales de ferrailage pour l'escalier

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	A_{cal}	$A_{adopté}$ travée (cm ²)	$A_{adopté}$ répar (cm ²)	A_{min} (cm ²)	St (cm)
Volée 1 et 3 (sous-sol)							
Travée	9,46	6,82	2,32	4HA10=3,14	3HA8=1,51	1,45	25
appui	3,34	2,41	0,81	3HA8=1,51	3HA8=1,51	1,45	25
Volée 1(RDC)							
Travée	22,22	16,42	5,54	5HA12=5,65	3HA8=1,51	1,45	20
appui	10,67	7,67	2,66	4HA10=3,14	3HA8=1,51	1,45	25
Volée 2 (RDC)							
Travée	17,18	12,56	4,30	4HA12=4,30	3HA8=1,51	1,45	25
appui	8,08	5,86	1,97	4HA8=2,01	3HA8=1,51	1,45	25

Tableau 3.35. Vérification d'effort tranchant et contraintes dans le béton

escalier	V_U	$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	Obs
Volée 1 et 3 Sous-sol	17,13	0,154 < 1,17	vérifier	2,92	4713,12	4,23 < 15	vérifier
Volée 1 RDC	29,75	0,321 < 1,17	vérifier	3,74	7526,88	5,46 < 15	vérifier
Volée 2 RDC	26,85	0,234 < 1,17	vérifier	3,41	6324,56	4,87 < 15	vérifier

❖ Vérification de la flèche

➤ Volée 1,3 de sous-sol

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow \frac{15}{240} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow 0,0625 > 0,042 \rightarrow \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0026 < 0,005 \rightarrow \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Volée 1,2 de RDC

$$1) \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow \frac{15}{485} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_{ser}^0} \right) \Rightarrow 0,031 < 0,042 \rightarrow \text{vérifier}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau 3.36. Vérifications de la flèche à l'ELS de RDC

Volée	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	obs
Volée 1	4,24	1,59	3,13	2,47	3,30 < 9,7	vérifier
Volée 2	5,31	1,98	3,66	2,39	4,22 < 9,7	vérifier

3.6.2.4. Schémas de ferrailage

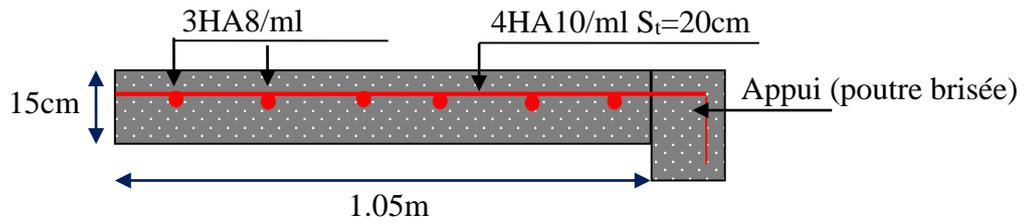


Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la volée 2(sous-sol)

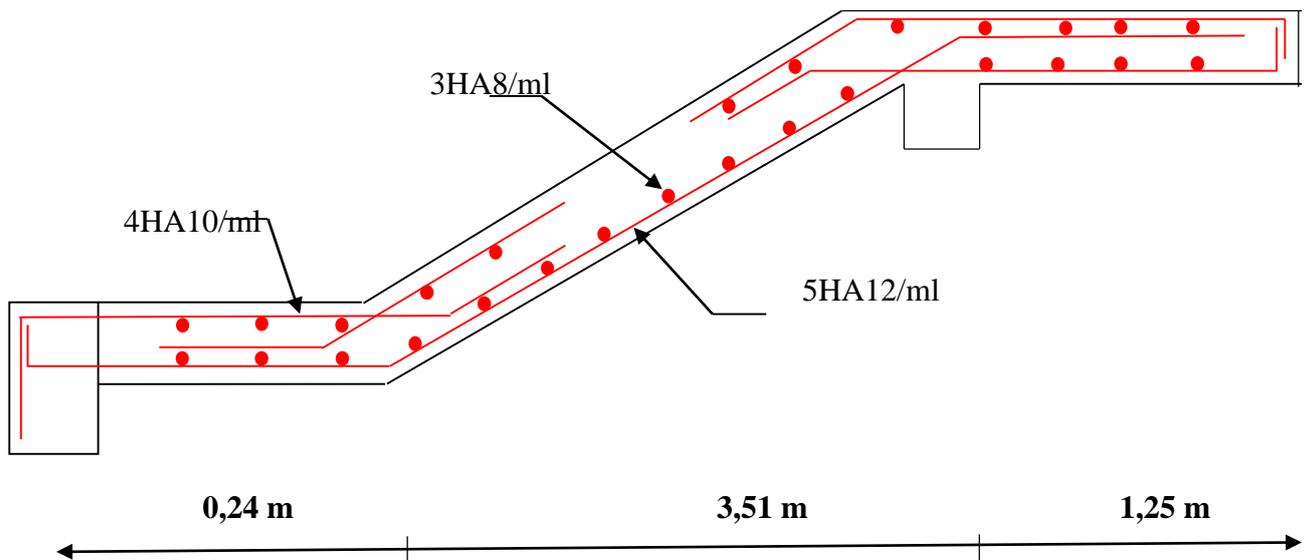


Figure 3.19. Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1(RDC)

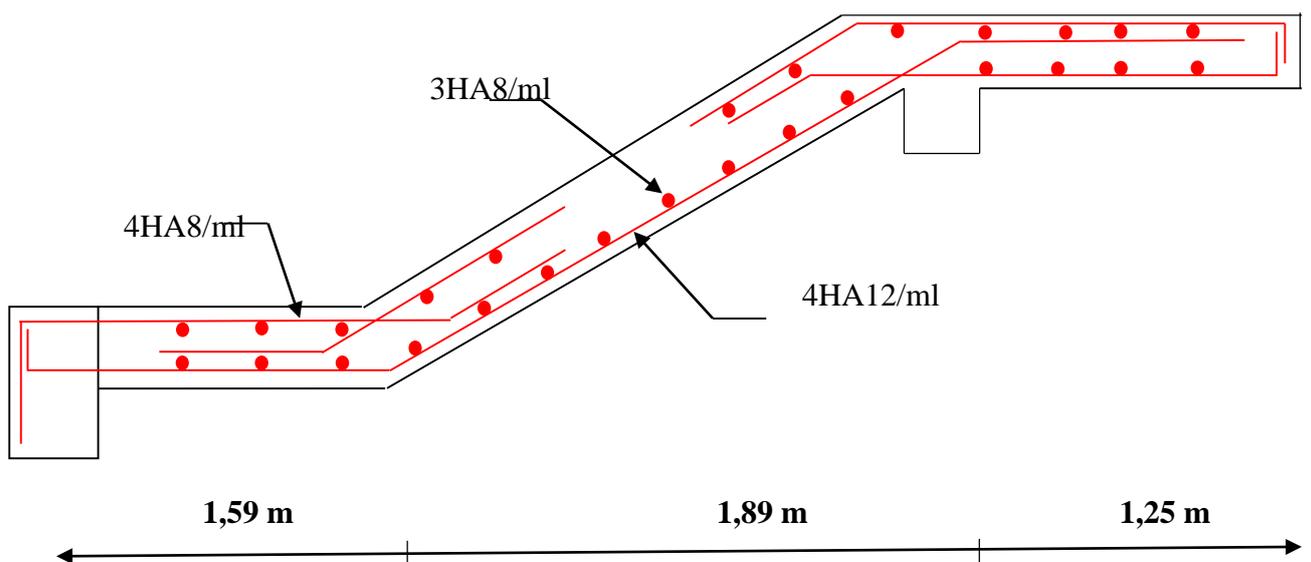


Figure 3.20. Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 2 (RDC)

3.7. Etude de la poutre brisée

3.7.1. Dimensionnement

$$L = 1,02 + (0,81/\cos 39,17) + 1,02 \Rightarrow L = 308 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{308}{15} \leq h \leq \frac{308}{10} \Rightarrow 20,53 \leq h \leq 30,8 \text{ cm}$$

Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

\(\Rightarrow\) Donc, on prend

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

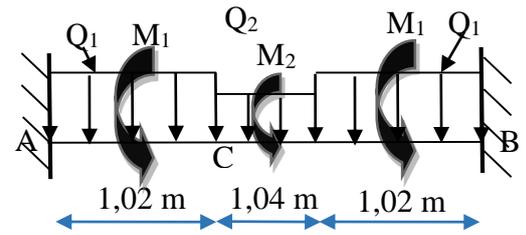


Figure 3.21. Schéma statique de la poutre brisée.

3.7.1.1. Définition des charges

- ❖ Partie horizontale : $P_h = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,62 \text{ Kn/m}$
- ❖ Partie inclinée : $P_{incl} = \frac{2,62}{\cos(39,17)} = 3,36 \text{ kn/m}$
- ❖ Poids du mur sur la poutre : $P_m = 4,08 \text{ Kn/m}$.

3.7.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple

❖ ELU

$$\begin{aligned} Q_1 &= 1,35(P_h + P_m) + R_A^U \\ Q_2 &= 1,35(P_{incl} + P_m) + R_C^U \end{aligned} \quad \text{Avec : } \begin{cases} R_A^U = 16,05 \text{ KN/ml} \\ R_C^U = 16,14 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_1^U = 25,01 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 25,10 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ ELS

$$\begin{aligned} Q_1 &= (P_h + P_m) + R_A^S \\ Q_2 &= (P_{incl} + P_m) + R_C^S \end{aligned} \quad \text{Avec } \begin{cases} R_A^S = 11,53 \text{ KN/ml} \\ R_C^S = 11,67 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_1^S = 18,21 \text{ KN/m} \\ Q_2^S = 19,11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3.7.2.1. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^- = Q_1^U \times 1,02 + Q_2^U \times \frac{0,81}{2} = 38,62 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,02 + Q_2^S \times \frac{0,81}{2} = 28,08 \text{ KN}$$

3.7.2.2. Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de RDM, on trouve :

Tableau 3.37. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
38,62	38,62	1,42	29,04	11,62	24,68	38,62

3.7.2.3. Le ferrailage

Tableau 3.38. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	24,68	0,017	0,021	0,317	2,24	1,56
Appui	11,62	0,006	0,008	0,319	0,78	1,56

3.7.2.4. Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{38,62 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,48MPa < \overline{\tau}_V = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.7.3. Calcul à la torsion

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Ω = (b - e) × (h - e) ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750cm^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : M_{tor}^a = max(M₁ ; M₂) = max(3,34 ; 8,47) = 8,47 KN.m

M₁ : le moment de torsion en appui de la volée (1 et 3).

M₂ : le moment de torsion en appui de par la volée 2.

$$M_{tor}^{max} = \frac{8,47 \times 2,85}{2} = 12,07KN.m$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12,07 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1,61MPa < 3,33MPa. \text{ condition vérifiée.}$$

3.7.3.1. Vérification de La contrainte de cisaillement

$$\tau_{tot} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.7.3.2. Le ferrailage

❖ Armatures longitudinales en torsion

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{12,07 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,0750 \times 400} = 2,54 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}, \text{ Si on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,35 \text{ cm}^2$$

3.7.4. Ferrailage de la poutre brisée

❖ Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0,45 + 0,35 = 0,8 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures longitudinales

En travée

$$A_l^a = A_a^{FS} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^a = 2,24 + 0,5 \times 2,54 = 3,51 \Rightarrow A_l^a = 3,51 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^t = 0,78 + 0,5 \times 2,54 \Rightarrow A_l^t = 2,05 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_l^t = 2,86 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_l^a = 1,97 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t = 0,8 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + un étrier)} \end{array} \right.$$

3.7.5. Vérifications à l'ELS

Tableau 3.39. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	17,96	4,42	29805,60	2,66	15
En appuis	6,34	3,59	19823,73	1,15	15

3.7.5.1. Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{345} = 0,119 > 0,085 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} = 0,0057 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

3. $L=2,85\text{m} < 8\text{m}$ la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

3.7.6. Le schéma de ferrailage

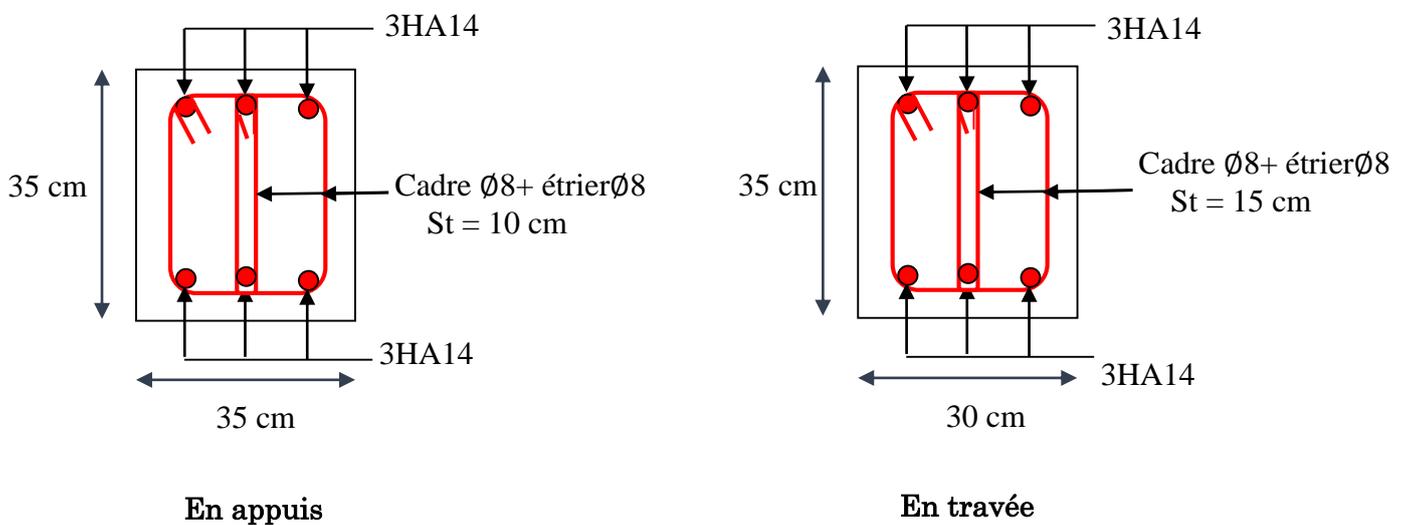


Figure 3.22. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

3.8. Etude de la poutre palière

3.8.1. Dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche :

$$L = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

3.8.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple

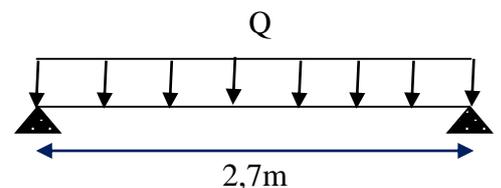


Figure 3.23. Schéma statique de la poutre palière

❖ Exigences du RPA99/2003 : $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$

⇒ Donc, on prend $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Les charges

$g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,3 = 2,25 \text{ Kn/m}$

Charge venant de l'escalier : $\begin{cases} R_B^U = 56,95 \text{ KN/m} \\ R_B^S = 40,72 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q^U = 1,35 g_0 + R_B^U = 59,98 \text{ KN/m} \\ Q^S = g_0 + R_B^S = 42,97 \text{ KN/m} \end{cases}$

3.8.2.1. Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de RDM, on trouve :

Tableau 3.40. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
85,23	85,23	1,35	56,16	22,04	49,65	85,23

3.8.2.2. Le ferrailage

Tableau 3.41. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	$M_u(\text{KNm})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
Travée	49,65	0,161	0,213	0,238	5,77	0,98
Appui	22,04	0,075	0,098	0,262	2,44	0,98

3.8.2.3. Vérification à l'effort tranchant

$\tau_f = \frac{85,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

3.8.2.4. Armatures transversales à la flexion simple

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

$A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,58 \text{ cm}^2$

$A_{trans} = \max(0,45 ; 0,58)$, donc on prend $A_{trans} = 0,58 \text{ cm}^2$

3.8.3. Calcul à la torsion

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis);} \quad \text{Avec : } M_{tor}^a = 6,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor}^{max} = -\frac{6,20 \times 2,70}{2} = -8,37 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,37 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1,34 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

3.8.3.1. Vérification de La contrainte de cisaillement total

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(1,34)^2 + (1,05)^2} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

3.8.3.2. Le ferrailage

❖ Armatures longitudinales en torsion

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{8,37 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,625 \times 400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}, \text{ Si on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,29 \text{ cm}^2$$

3.8.4. Ferrailage de la poutre palier

❖ Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0,58 + 0,29 = 0,87 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures longitudinales

✓ En travée

$$A_l^a = A_a^{FS} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^a = 5,77 + 0,5 \times 1,93 = 6,82 \Rightarrow A_l^a = 6,73 \text{ cm}^2$$

✓ En appui

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^t = 2,44 + 0,5 \times 1,93 \Rightarrow A_l^t = 3,41 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix de ferrailage**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_1^t = 6,82\text{cm}^2 \text{ on choisit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01\text{cm}^2 \\ \text{Pour } A_1^a = 3,62\text{cm}^2 \text{ on choisit } 3\text{HA}14 = 4,62\text{cm}^2 \\ \text{Pour } A_t = 0,8\text{cm}^2 \text{ on choisit } 4 \phi 8 = 2,01\text{cm}^2 (\text{un cadre} + \text{un étrier}) \end{array} \right.$$

3.8.5. Verifications à l'ELS

Tableau 3.42. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palier

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	34,64	10,07	36008	9,52	15
En appuis	16,30	8,58	26674	5,15	15

3.8.5.1. Vérification de la flèche

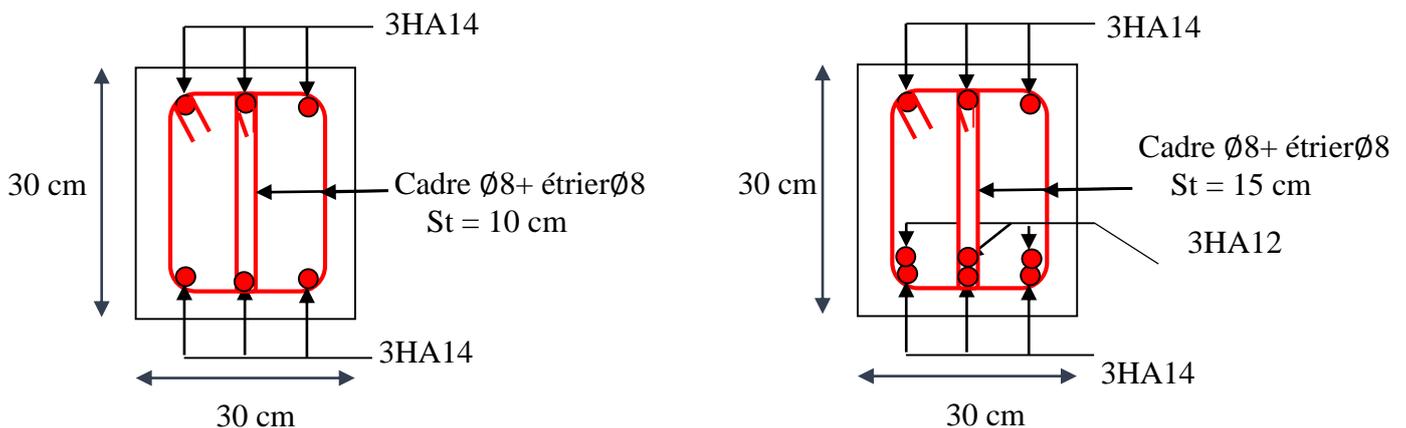
1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{270} = 0,111 > 0,085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} = 0,0098 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. L=2,85m < 8m la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

3.8.6. Le schéma de ferrailage



En appuis

Figure 3.24. Schéma de ferrailage de la Poutre palière

Chapitre 4 Modélisation 3D et analyse statique et sismique du bâtiment

4.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé de dix niveaux (sous-sol + RDC+8 étages), à usage commercial pour le RDC et d'habitation pour le reste des niveaux.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

Dans ce chapitre est présenté :

- La modélisation 3D du bâtiment
- Vérification du pré dimensionnement des poteaux sous les charges gravitaires
- Analyse sismique et justification des prescriptions du RPA99/version2003

4.2 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS 2016, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « *frame* » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (*Column* pour les poteaux et *Beam* pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « *Shell* » sont utilisés pour la modélisation des planchers («*Ribbed*» pour les planchers à corps creux et «*Slab*» pour les dalles pleines), les voiles (voiles de contreventement, voiles de la cage de l'ascenseur et voiles périphériques) ainsi que les escaliers (volée + palier). Le reste des éléments sont introduit comme chargement.

Les planchers sont considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « Diaphragm » disponible dans le logiciel. Cette option permet en outre de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sous forme de charges surfaciques (Shell Load Assignment - Uniform). Afin de permettre l'application de la loi de dégression des charges d'exploitation nous avons définis deux types de charges d'exploitation : « *Roof live* » pour le chargement de la terrasse et « *Reducible live* » pour le reste.

L'application de la loi de dégression des charges d'exploitation est mise en œuvre conformément à la norme algérienne en vigueur (*DTR B.C. 2.2 -Charges permanentes et charges d'exploitation*) à travers le paramétrage du coefficient de réduction des charges variables « *Live Load Reduction Factor* » de chaque poteau. On retrouve ce coefficient dans le menu déroulant « *Design* » : « *Concrete Frame Desing* » puis « *View /Revise Overwites* ».

La poussé des terres sur les voiles de soutènements est prise en compte sous forme de charge triangulaire appliqué directement sur les voiles périphériques (*shell load-non uniform*).

Le calcul des forces sismiques est effectué par la méthode d'analyse modale spectrale « *Response Spectrum* ». L'action sismique est appliquée séparément dans les deux directions (X et Y) du modèle (Ex et Ey respectivement).

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

- $m = m_G + \beta m_Q$ (Relation 4.5) ;
- m_G : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris) ;
- m_Q : masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas (tableau 4.5).

Les effets de la torsion accidentelle, sont pris en charge dans le modèle 3D, par l'application d'une excentricité additionnelle dans chaque plancher de l'ordre de $\pm 0.05 L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) lors de l'application l'action sismique (réponse spectrale).

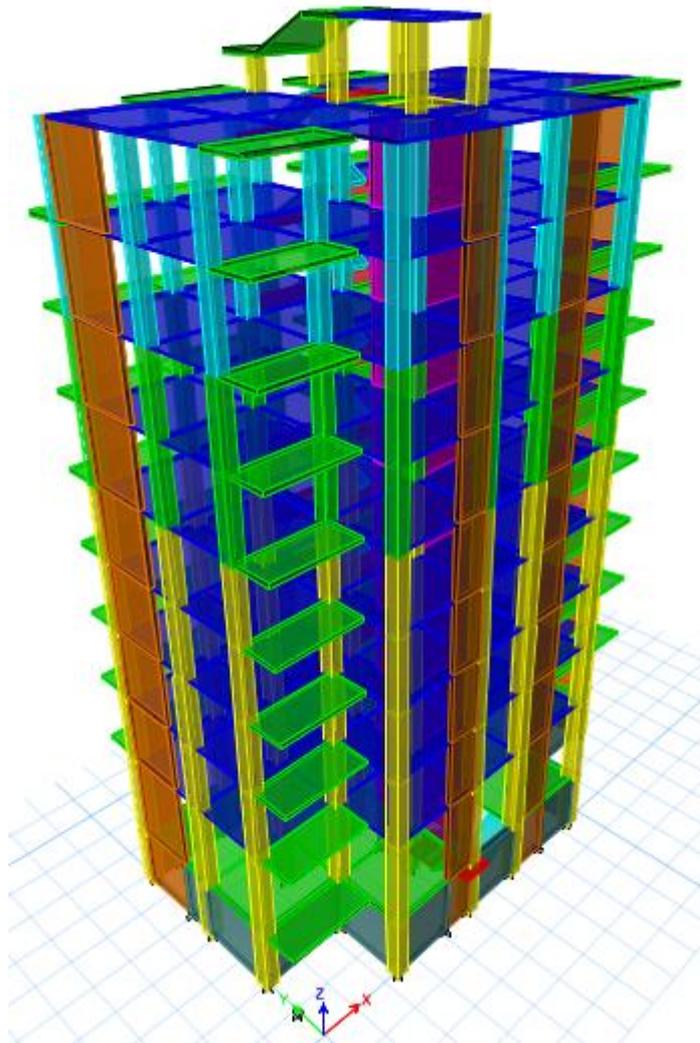


Figure 4.1. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.

4.3 Analyse statique pour la vérification du pré dimensionnement des poteaux sous charges gravitaires

4.3.1. Validation de la prise en compte de la dégression des charges d'exploitation avec le Logiciel

Afin de valider la prise en compte de la dégression des charges d'exploitation avec le logiciel, nous avons jugé nécessaire de faire une comparaison avec le calcul manuel.

A cet, une descente de charge avec calcul manuel a été effectué pour le poteau B3. Le détail du calcul est présenté dans l'annexe 2

Les résultats obtenus avec le calcul manuel et numérique sont récapitulés au tableau 4.1 ci-après :

Tableau 4.1 Effort normale dans le poteau B3

Types de calcul	Calcul numérique	Calcul manuel
étage 8	156.37	153.71
étage 7	299.63	302.79
étage 6	441.87	450.57
étage 5	581.36	595.02
étage 4	721.23	738.42
étage 3	859.70	852.61
étage 2	998.54	997.65
étage 1	1141.14	1144.50
RDC	1293.40	1310.16
Sous-sol	1497.27	1498.09

4.3.1. Vérification des poteaux à la compression simple sous les charges gravitaires

Selon le CBA93 (Art B.8.4.1), l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime

$\overline{N_u}$: effort normal admissible

Br : section réduite du béton = (a-2)*(b-2)

- $\gamma_b=1.5$,
- $\gamma_s=1.15$

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement (λ).

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31) et $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \quad \text{Avec } I = \frac{h \times b^3}{12}$$

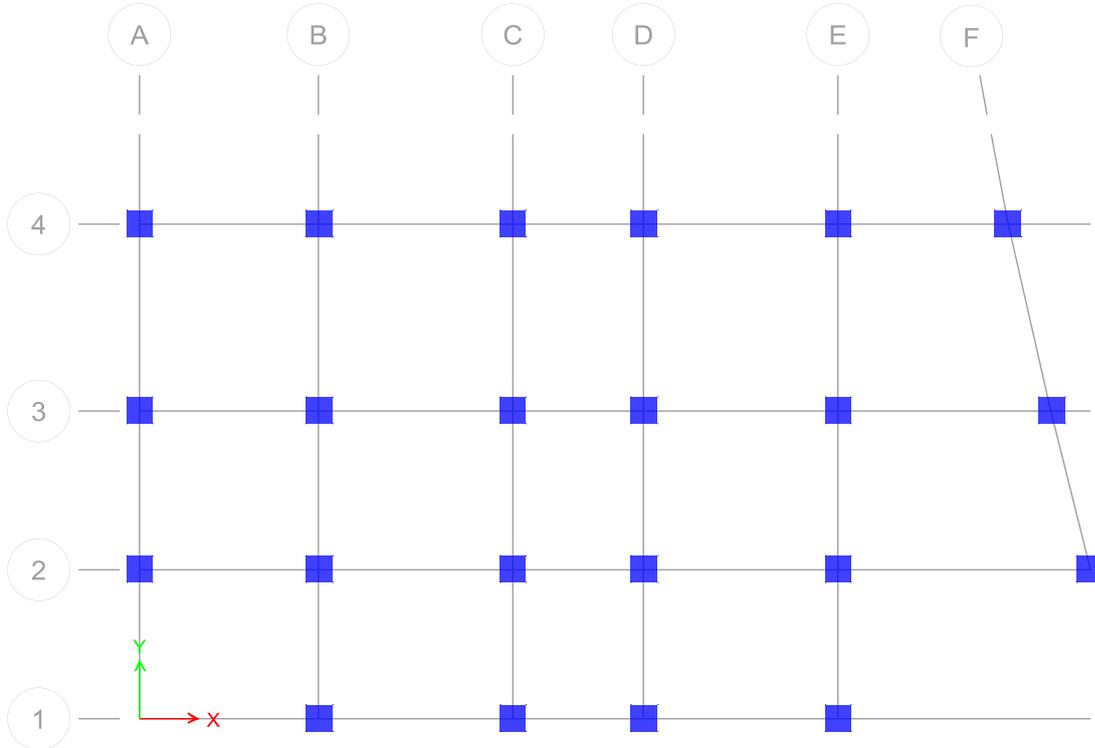


Figure 4.2. Repérage des poteaux

➤ Exemple de calcul :

Vérification du poteau le plus sollicités (C4) de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (3,80 - 0,35) = 2,415m \quad \text{poteau (40*45)}$$

$$A_s = 1\% Br$$

$$I = \frac{0,45 \times 0,40^3}{12} = 2,40 \times 10^{-3}m^4 \quad D'ou i = 0,115 m$$

$$\text{Ce qui donne } \lambda = 21 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.79$$

On doit vérifier que $\overline{Nu} > Nu$

$$\overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{Br \times f_e}{100 \gamma_s} \right] = 0.79 \times \left[\frac{0.163 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.163 \times 400}{100 \times 1.15} \right] \times 10^3$$

$$\overline{Nu} = 2838.37 \text{ KN} > Nu = 1702.75 \text{ KN}$$

Tableau 4.2. Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu	i	λ	α	B_r	\overline{Nu}	Observation
8	262.48	0.086	21.18	0.79	0.092	1598.72	Vérifiée
7	542.18	0.086	21.18	0.79	0.092	1598.72	Vérifiée
6	619.32	0.101	18.15	0.81	0.108	1924.28	Vérifiée
5	793.91	0.101	18.15	0.81	0.108	1924.28	Vérifiée
4	970.96	0.101	18.15	0.81	0.125	2227.17	Vérifiée
3	1146.91	0.101	18.15	0.81	0.125	2227.17	Vérifiée
2	1325.79	0.115	15.88	0.82	0.144	2597.40	Vérifiée
1	1515.88	0.115	15.88	0.82	0.144	2597.40	Vérifiée
RDC	1702.75	0.115	21.00	0.79	0.163	2838.37	Vérifiée
Sous-sol	1621.72	0.129	12.34	0.83	0.185	3377.60	Vérifiée

On remarque que la condition $\overline{Nu} > Nu$ est vérifiée dans tous les niveaux.

4.3.3 Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Tableau 4.3. Vérification de l'exigence du RPA pour le poteau (C4)

Poteau	(45×45)	(40×45)	(40×40)	(35×40)	(35×35)	(30×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	45	40	40	35	35	30	<i>vérifiée</i>
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	13.2	19	14,85	14,85	14,85	14,85	<i>vérifiée</i>
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	0.889	1	0.875	1	0.857	<i>vérifiée</i>

4.4. Analyse sismique

4.4.1. Méthode de calcul des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode d'analyse modale spectrale
2. Par la méthode statique équivalente ;
3. Par 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 réunis pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23 m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, 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, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V200 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site ;

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (tableau4.3 du RPA99/2003).

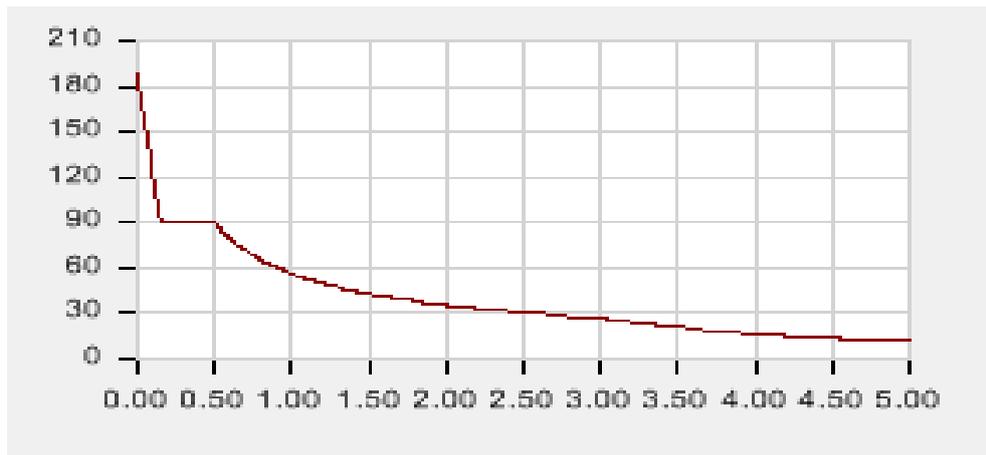


Figure 4.3. Spectre de réponse

4.4.1.1. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st})

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.4. Valeurs des pénalités P_q .

N°	« Critère Q »	Observé		Pénalités	
		X	Y	X	Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	non	0	0,05
02	Redondance en plan	non	oui	0,05	0
03	Régularité en plan	oui	non	0	0,05
04	Régularité en élévation	oui	oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	non	non	0,05	0,05
06	Contrôles d'exécution	non	non	0,1	0,1

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$$

La valeur de W est une fraction des charges d'exploitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS 2016 la valeur trouvé est : $W = 20459.26 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$\diamond D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\diamond \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

Pour une construction mixte on peut prendre $\xi = 10\%$

D'où, $\eta = 0,764$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de l'étude géotechnique, nous considèrerons un site de catégorie **S3** (conformément à l'article 3.3.2. du RPA99 « classement du site selon la disponibilité des essais »).

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ période fondamentale de la structure. (T)} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 30.20 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 19,90 \text{ m} \\ L_y = 10,70 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,64 \text{ s}, 0,60 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,64 \text{ s}, 0,83 \text{ s}) \end{cases} \Rightarrow , \begin{cases} T_x = 0,60 \text{ s} \\ T_y = 0,64 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.69 \\ D_y = 1.62 \end{cases}$$

❖ **Coefficient d'accélération (A)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone IIa} \end{array} \right. , \text{ donc } A=0.15$$

❖ **coefficient de comportement global (R)**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction $R=5$

❖ **La force sismique statique totale à la base de la structure**

$$V_{xst} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,69 \times 1,2}{5} \times 20459.26 = 1244.74 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,62 \times 1,25}{5} \times 20459.26 = 1242.90 \text{ KN}$$

4.4.2. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

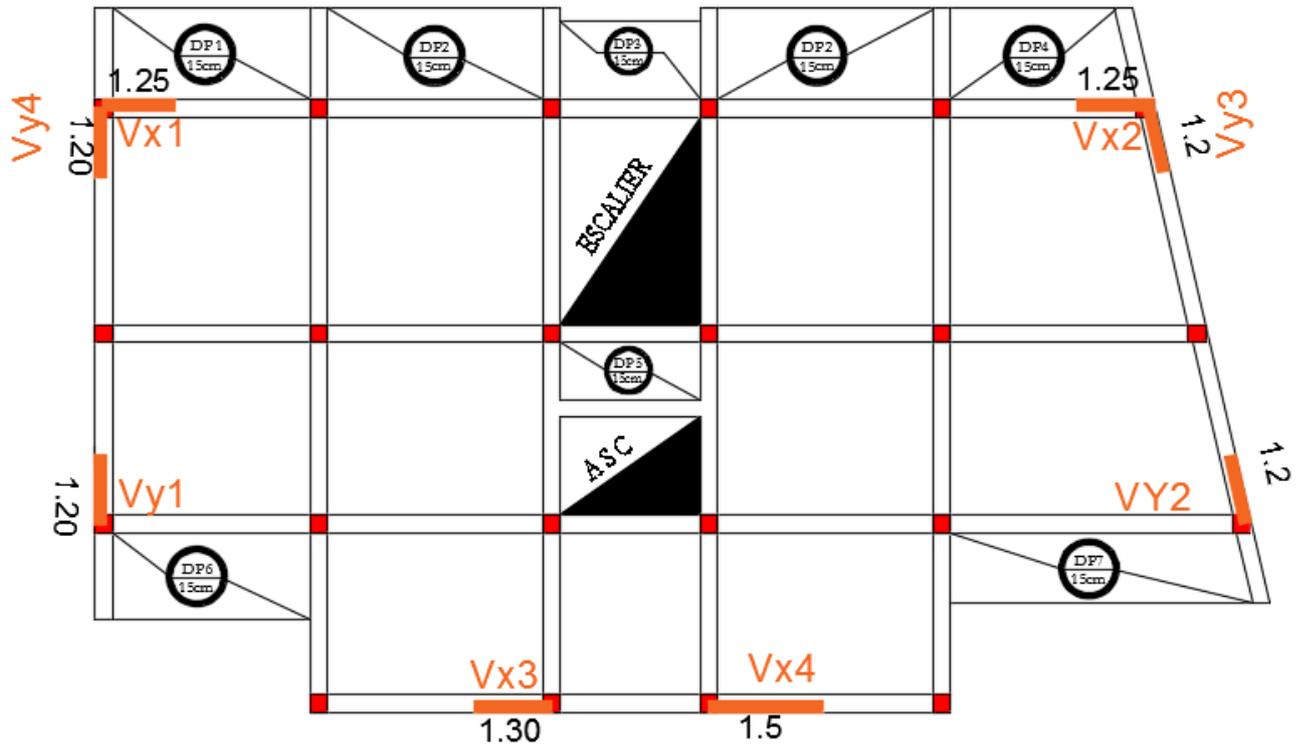


Figure 4.4. Disposition des voiles.

4.4.3. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

4.4.3.1 Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.5. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(% de la Masse modale)		(% Cumulé de la masse modale)	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.992	2.92	64.57	2.92	64.57
2	0.89	64.59	2.92	67.51	67.49
3	0.768	0.18	0.08	67.69	67.57
4	0.306	0.47	11	68.16	78.57
/	/	/	/	/	/
33	0.019	0.01	2.68	88.57	92.39
34	0.019	0.07	6.18	88.64	98.57
/	/	/	/	/	/
45	0.016	0.04	0.004	88.98	99.09
46	0.015	1.07	0.01	90.05	99.1

Tableau 4.6. Facteurs de direction modale.

Mode	Period sec	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.992	4.3	95.5	0.2
2	0.89	95.4	4.4	0.2
3	0.768	0.8	0.1	99
4	0.306	4.6	95.3	0.1
/	/	/	/	/
33	0.019	4.9	72.5	22.6
34	0.019	2.1	90.7	7.2
/	/	/	/	/
45	0.016	2.6	0.8	96.5
46	0.015	13.6	0.4	86

Ces résultats montrent que :

- ❖ Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 64.57 % dans cette direction.
- ❖ Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 63.61% dans cette direction.
- ❖ Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.
- ❖ La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 33^{ème} mode dans la direction Y et au 46^{ème} mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :



Figure 04.5. 1^{er} mode de vibration T= 0.99 s.

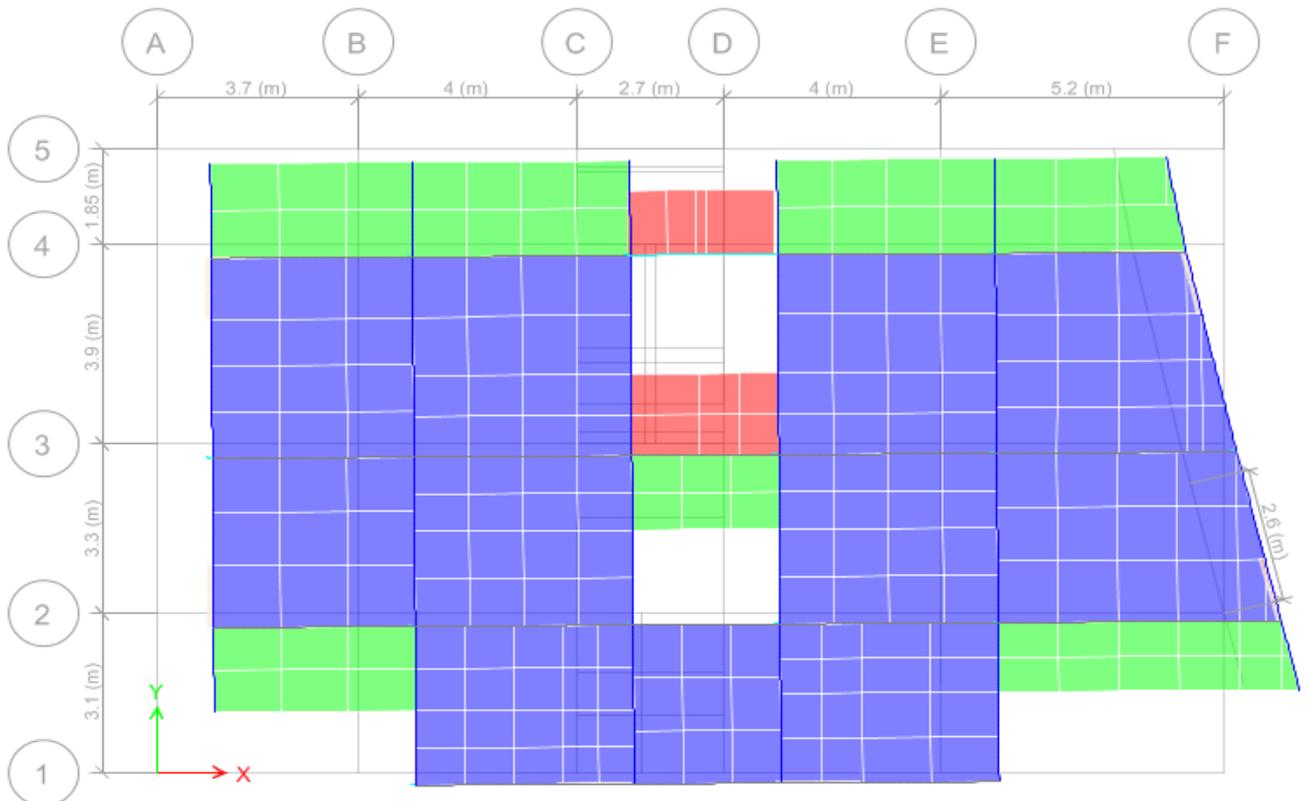


Figure 04.6. 2^{ème} mode de vibration T= 0.89 s.

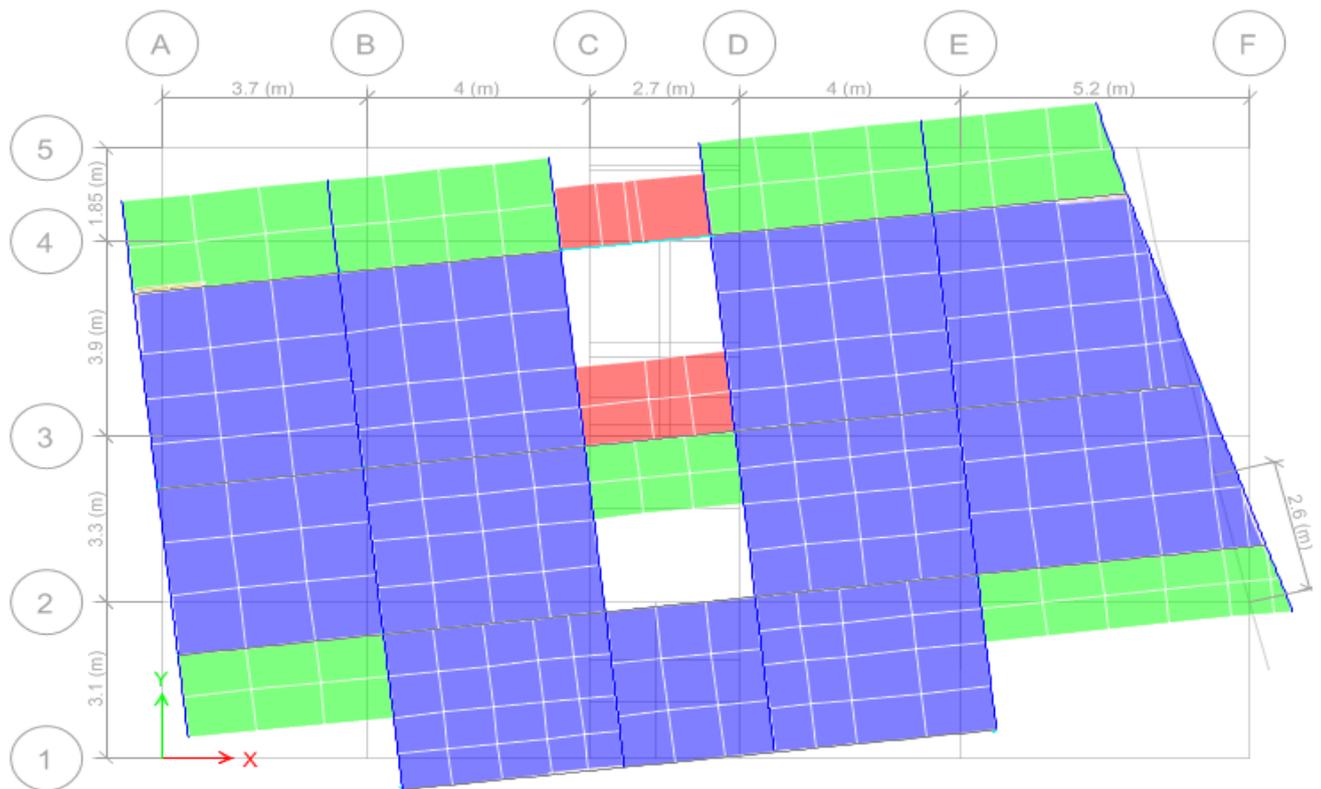


Figure 4.7. 3^{ème} mode de vibration T= 0.76 s.

4.4.3.2 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

Pour le calcul de V_{dyn} nous avons utilisé un spectre ci-après : $Q = \max (Q_x ; Q_y) = 1.25$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4.7.Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	D	V_{dyn} KN	V_{st} KN	$0,8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
X-X	1,69	868.47	1244.74	995.79	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non vérifiée
Y-Y	1,62	881.64	1242.90	994.32	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non Vérifiée

D'après le tableau 4.7 $V_{dyn} < 0,8V_{st}$ dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenue à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } 0,8 * \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,15 \\ \text{Sens Y : } 0,8 * \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,13 \end{cases}$$

4.4.3.3. Justification de l'interaction voiles portiques

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
- ❖ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges horizontales

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad ; \quad \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci dessous

Tableau 4.8. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Charge reprise(KN)				Pourcentage reprise(%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Etage 8	194.0837	178.248	50.6714	39.4183	79.29	81.89	20.70	18.10
Etage 7	196.4988	187.9707	142.9258	107.8267	57.89	63.54	42.10	36.45
Etage 6	291.9562	250.6209	147.6237	128.2821	66.41	66.14	33.58	33.85
Etage 5	315.793	266.5432	204.0982	178.9725	60.74	59.82	39.25	40.17
Etage 4	373.2922	351.8932	215.4307	150.2651	63.40	70.07	36.59	29.92
Etage 3	374.4722	354.5875	272.7708	199.7631	57.85	63.96	42.14	36.03
Etage 2	431.227	371.0878	267.7656	227.3843	61.69	62.00	38.30	37.99
Etage 1	422.1038	380.0198	330.2471	253.1273	56.10	60.02	43.89	39.97
RDC	359.7014	237.6039	469.6774	376.0694	43.36	38.71	56.63	61.28

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

RPA99/2003(Art 4.a)

b)
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

c) Les résultats obtenus à partir du logiciel ETABS 2016 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.9. Résultats de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	16046.57	3927.31	80.34	19.66

A partir des tableaux ci-dessus on a déduit que l'interaction sous charges horizontal et charges verticales est vérifiée.

4.4.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\gamma = N_d / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tel que :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques).

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau 4.10. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N_d (KN)	Type de poteau	Combinaisons	B (m ²)	ν	Remarque
étage 8	212.38	35x35	G+Q+EY Min	0.1225	0.069	vérifier
étage 7	369.42	35x35	G+Q+EY Min	0.1225	0.121	vérifier
étage 6	533.18	35x40	G+Q+EY Min	0.14	0.152	vérifier
étage 5	702.48	35x40	G+Q+EY Min	0.14	0.200	vérifier
étage 4	881.96	40x40	G+Q+EY Min	0.16	0.220	vérifier
étage 3	1064.54	40x40	G+Q+EY Min	0.16	0.266	vérifier
étage 2	1260.63	45x40	G+Q+EY Min	0.18	0.280	vérifier
étage 1	1465.53	45x45	G+Q+EY Min	0.2025	0.289	vérifier
RDC	1683.85	45x50	G+Q+EY Min	0.225	0.299	vérifier

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

4.4.3.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ RPA 99 (Article 4.4.3)

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

h_k : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.11. Vérification des déplacements.

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Etage 8	297	1.71	8.59	7.95	0.64	0.22	2.17	10.83	9.97	0.86	0.29
Etage 7	297	1.59	7.95	7.18	0.78	0.26	1.99	9.97	8.94	1.02	0.34
Etage 6	297	1.44	7.18	6.27	0.90	0.30	1.78	8.94	7.76	1.18	0.39
Etage 5	297	1.25	6.27	5.24	1.02	0.34	1.55	7.76	6.44	1.32	0.44
Etage 4	297	1.05	5.24	4.12	1.11	0.37	1.28	6.44	5.04	1.40	0.47
Etage 3	297	0.83	4.12	2.95	1.12	0.39	1.00	5.04	3.59	1.44	0.48
Etage 2	297	0.59	2.95	1.82	1.13	0.38	0.71	3.59	2.19	1.39	0.47
Etage 1	297	0.36	1.82	0.81	1.00	0.34	0.43	2.19	0.97	1.22	0.41
RDC	380	0.16	0.81	0.02	0.79	0.20	0.19	0.97	0.38	0.93	0.25

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.4.3.6. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (Art5.9)

RPA99

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i: \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

- ❖ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ❖ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.12. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	h _k (cm)	P _k (t)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (t)	θ _K	Δ _k (cm)	V _k (t)	θ _K
Etage 8	297	51.29	0.64	23.87	0.0046	0.86	22.76	0.006
Etage 7	297	261.79	0.78	37.42	0.018	1.02	35.50	0.025
Etage 6	297	448.93	0.90	48.96	0.027	1.18	46.20	0.038
Etage 5	297	638.76	1.02	58.82	0.037	1.32	55.23	0.051
Etage 4	297	828.58	1.11	67.30	0.046	1.40	63.02	0.062
Etage 3	297	1021.51	1.12	74.60	0.053	1.44	69.84	0.072
Etage 2	297	1214.44	1.13	80.57	0.057	1.39	75.55	0.075
Etage 1	297	1410.48	1.00	85.01	0.056	1.22	79.83	0.072
RDC	380	1609.23	0.79	88.00	0.038	0.93	82.75	0.047

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

4.5. Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003,

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Tableau 4.13 .Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Sous-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Poteaux (cm²)	45*50		45*45	40*45	40*40		35*40		35*35	
Voiles (cm)	20									
P.P (cm²)	35*30									
P.S (cm²)	30*30									

Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de Sollicitations

5.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant, ils sont donc calculés en **flexion bi-axiale composée**, les combinaisons de calcul considérées pour la détermination des sollicitations (N, My, Mz) dans les poteaux sont :

$$\text{ELU} : \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données ci-après :

a) Les armatures longitudinales

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖ $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- ❖ $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- ❖ $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- ❖ $\emptyset_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- ❖ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ en zone IIa.

- ❖ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- ❖ La zone nodale est définie par l' et h' .
- ❖ $l' = 2h$
- ❖ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$.

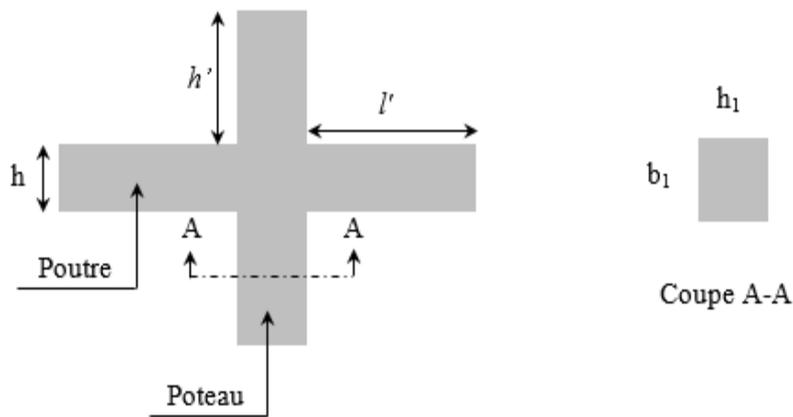


Figure 5.1.Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	45x50	18	90	135
1 ^{er}	45x45	16.2	81	121.5
2 ^{eme}	40x45	14.4	72	108
3 ^{eme} +4 ^{eme}	40x40	12.8	64	96
5 ^{eme} +6 ^{eme}	35x40	11.2	56	84
7 ^{eme} +8 ^{eme}	35 x35	9.8	49	73.5

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

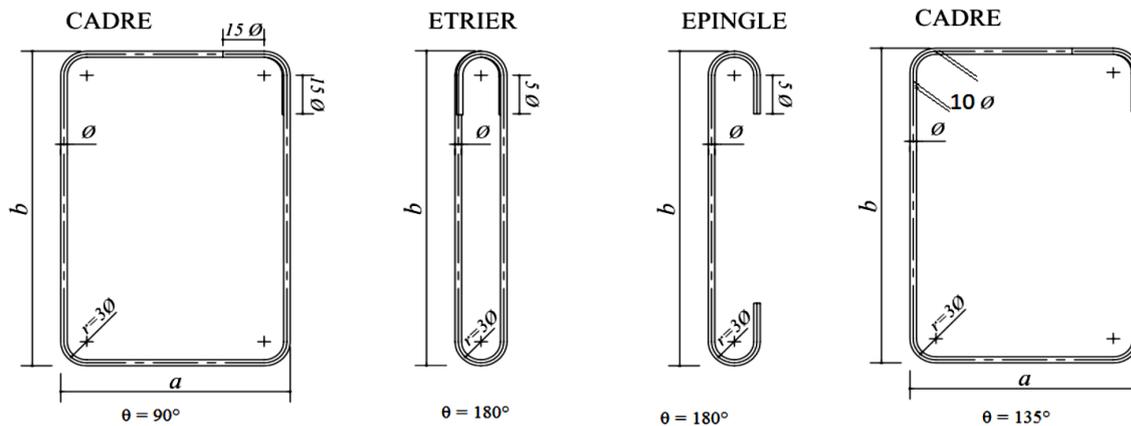
Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%(t \times b) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\%(t \times b) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums



.Figure 05.2. Les différents types des cadres et épingle

5.2.1. Calcul du ferrailage longitudinale

Les ferrailages les plus défavorables obtenus pour chaque niveau par calcul à la flexion bi-axiale composée sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2. Armatures longitudinales calculés.

Niveau	N_{max} (KN)	M_z (KN.m)	M_y (KN.m)	Combainisons	$A_{calculée}$ (cm ²)
8 ^{eme}	266.06	-15.39	-18.23	1,35G+1,5Q	2.7
7 ^{éme}	451.18	-11.74	-15.61	1,35G+1,5Q	2.7
6 ^{eme}	629.54	-10.64	-20.05	1,35G+1,5Q	3.12
5 ^{eme}	800.59	-7.83	-19.80	1,35G+1,5Q	3.12
4 ^{eme}	970.96	18.02	16.89	1,35G+1,5Q	3.57
3 ^{eme}	1146.91	21.14	14.01	1,35G+1,5Q	3.57
2 ^{eme}	1325.79	24.84	17.62	1,35G+1,5Q	4.05
1 ^{eme}	1517.38	34.83	11.95	1,35G+1,5Q	4.56
RDC	1702.75	19.04	-5.83	1,35G+1,5Q	4.96
Sous-sol	1543.34	-2.36	1.58	1,35G+1,5Q	4.96

Les ferrailages à retenir sont le max entre les armatures minimales exigés par le RPA et celles calculées. Ainsi les armatures adoptées pour chaque niveau sont résumés dans le tableau 5. 3.

Tableau 5.3. Armatures calculées et adoptés dans les poteaux.

Niveau	Section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Choix des barres
8 ^{eme}	35x35	2.7	9.8	13.57	12HA12
7 ^{éme}	35x35	2.7	9.8	13.57	12HA12
6 ^{eme}	35x40	3.12	11.2	13.57	12HA12
5 ^{eme}	35x40	3.12	11.2	13.57	12HA12
4 ^{eme}	40x40	3.57	12.8	13.57	12HA12
3 ^{eme}	40x40	3.57	12.8	13.57	12HA12
2 ^{eme}	40x45	4.05	14.4	15.21	4HA14+8HA12
1 ^{eme}	45x45	4.56	16.2	16.84	8HA14+4HA12
RDC	45x50	4.96	18	18.47	12HA14
Sous-sol	45x50	4.96	18	18.47	12HA14

5.2.1.1. Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC :

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Données :

Soit : $b = 45$ cm ; $h = 50$ cm ; $d = 47$ cm ;

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu} = 14,2$ Mpa.

Calcul de A_1 et A_1' :

$N = 1702,75 \text{ KN}$; $M_z = 19,04 \text{ KN.m}$ (1,35G+1,5Q)

$e_G = \frac{M}{N} = 0,11\text{m} < \frac{h}{2} = 0,25$

⇒ le centre est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression, on doit vérifier la condition suivante :

$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 393,64 \text{ KN.m}$

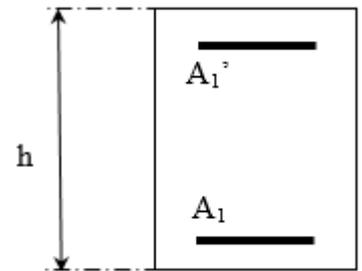


Figure 5.3. Section d'un poteau sous Mz.

$N_u (d - d') - M_{UA} = 355,57 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 460,71 \text{ KN.m}$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{393,64 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,47^2 \times 14,2} = 0,278 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{2} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,278}}{2} = 0,417$

$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,417}{0,417} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 4,89 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

On a : $\mu_{bu} = 0,278 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A \neq 0$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$ $z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,391\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{393,64 \times 10^{-3}}{0,391 \times 348} \times 10^4 = 28,92 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 28,92 - \frac{1702,75 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -20,00 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille avec

$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,45 \times 47 \times 2,1}{400} = 2,48 \text{ cm}^2$

Calcul de A2 et A2' :

$N = 1702,275 \text{ KN}$; $M_y = -5,83 \text{ KN.m}$ (1,35G+1,5Q)

$e_G = \frac{M}{N} = 0,003\text{m} < \frac{h}{2} = 0,25$

⇒ le centre est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression, on doit vérifier la condition suivante

$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 380,43 \text{ KN.m}$

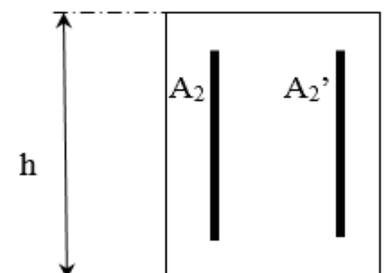


Figure 5.4. Section d'un poteau sous My.

$N_u (d - d') - M_{UA} = 368,77 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 473,6 \text{ KN.m}$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{380,43 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,47^2 \times 14,2} = 0,269 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \quad (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,400$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,400}{0,400} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 5,25 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,269 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A \neq 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}, \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,419 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{380,43 \times 10^{-3}}{0,419 \times 348} \times 10^4 = 26,09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 26,09 - \frac{1702,75 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -22,83 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,45 \times 47 \times 2,1}{400} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Totale}} = 4,96 \text{ cm}^2$$

5.2.1.2. Calcul Ferrailage transversale

❖ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (45×50) :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,8}{0,50} = 5,32 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$D'où : A_t = \frac{2,5 \times 38,18 \times 10^{-3} \times 15}{50 \times 400} \times 10^4 = 0,48 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min}(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

❖ La quantité d'armature minimale

On a $3 < \lambda_g < 5$, donc on va appliquer l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

$$f(x) = f(x_0) + \left[\frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \right] \cdot (x - x_0), \text{ tel que } x_0 = 3, x_1 = 5, x = 3,7$$

et $f(x_1) = 0,3\%(t \times b)$, $f(x_0) = 0,8\%(t \times b)$

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 2,81 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 4,22 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme} + 4 ^{eme}	5 ^{eme} + 6 ^{eme}	7 ^{eme} + 8 ^{eme}
Section (cm ²)	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35
ϕ_l^{max} (cm)	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
ϕ_l^{min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
l_f (cm)	184.8	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9
λ_g	3.70	4.62	4.62	5.20	5.20	5.94
V_u (KN)	38.18	72.97	68.59	60.99	47.96	36.58
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
A_t^{calc} (cm ²)	1.19	2.28	2.41	1.43	1.28	0.98
A_t^{min} (cm ²)	4.22	2.67	2.37	1.2	1.2	1.05
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10 = 4.71	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

5.2.3. Vérifications à faire

5.2.3.1. Vérification au flambement

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1)** les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier que :

$$N_u \leq N_d = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable).

$\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle).

α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement λ :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du RDC, avec $l_0=3,80$ et $N_u=1702,75$ KN

$$l_f = 0,7 l_0 = 2,66 \text{ m. (Longueur de flambement).}$$

$$i = 0,14\text{m (rayon de giration).}$$

$$\lambda = 18,43 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$$B_r = (45 \cdot 2) \times (50 \cdot 2) = 2064 \text{ cm}^2 \text{ (section réduite).}$$

$$N_d = 0,793 \left[\frac{0,2064 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{18,47 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 3,6163 \text{ MN} = 3616.3 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,817 \text{ MN} < N_d = 3616.3 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux :

Tableau 5.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	observation
Sous-sol ; RDC	45×50	380	266	18.43	0.81	18.47	2064	3616.30	1702.75	vérifiée
étages 1	45×45	297	207.9	16.00	0.82	16.84	1849	3271.53	1517.38	vérifiée
étages 2	40×45	297	207.9	16.00	0.82	15.21	1634	2900.43	1325.79	vérifiée
étages 3,4	40×40	297	207.9	18.00	0.81	15.21	1444	2585.80	1146.91	vérifiée
étages 5,6	35×40	297	207.9	18.00	0.81	13.57	1254	2255.70	800.59	vérifiée
étages 7,8	35×35	297	207.9	20.58	0.8	10.68	1089	1978.04	541.18	vérifiée

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

5.2.3.2. Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre inférieur}).$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre supérieur}).$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{s} \text{ et } V' = h - V ;$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2 ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} ;$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Section n (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)
Sous-sol ; RDC	45*50	47	18.47	0.250	0.250	0.007	1239.01	14.02	4.98	3.94
1	45*45	42	16.84	0.225	0.225	0.0053	1103.65	28.10	5.55	3.18
2	40*45	42	15.21	0.225	0.225	0.0047	963.79	23.48	5.38	3.16
3 ; 4	40*40	37	15.21	0.200	0.200	0.0034	833.23	22.40	5.35	2.75
5 ; 6	35*40	37	13.57	0.200	0.200	0.0030	581.22	28.53	5.09	1.34
7 ; 8	35*35	32	10.68	0.175	0.175	0.0019	328.18	27.04	4.59	-0.34

5.2.3.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA/2003 (Art 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 : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol ; RDC	2250	266	5.32	0.075	47	37.98	0.181	1.875	vérifiée
Etages 1	2025	207.9	4.62	0.04	42	72.97	0.385	1	vérifiée
Etages 2	1800	207.9	4.62	0.04	42	68.60	0.363	1	vérifiée
Etages 3, 4	1600	207.9	5.198	0.075	37	60.99	0.412	1.875	vérifiée
Etages 5, 6	1400	207.9	5.198	0.075	37	50.52	0.370	1.875	vérifiée
Etages 7, 8	1225	207.9	5.94	0.075	32	36.58	0.327	1.875	vérifiée

5.2.3.4. Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10\text{cm}$.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$;

$\phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 70\text{cm}$; $\phi = 14\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 60\text{cm}$; $\phi = 12\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 50\text{cm}$.

5.2.4. Détermination de la zone nodale (zone critique)

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans

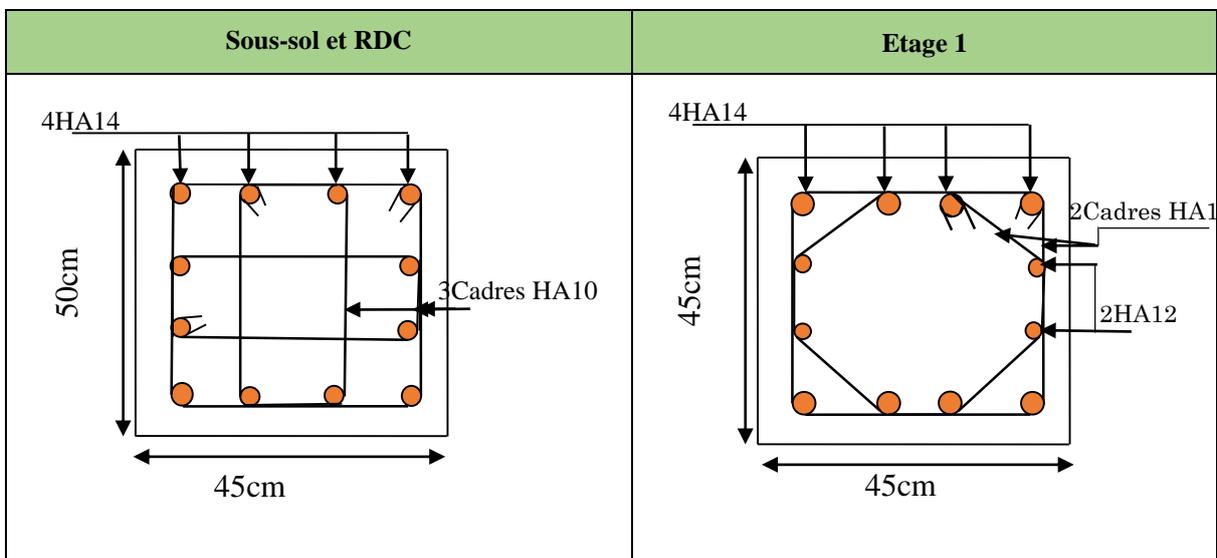
les zone nodales (zones critiques), $\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}) \end{cases}$

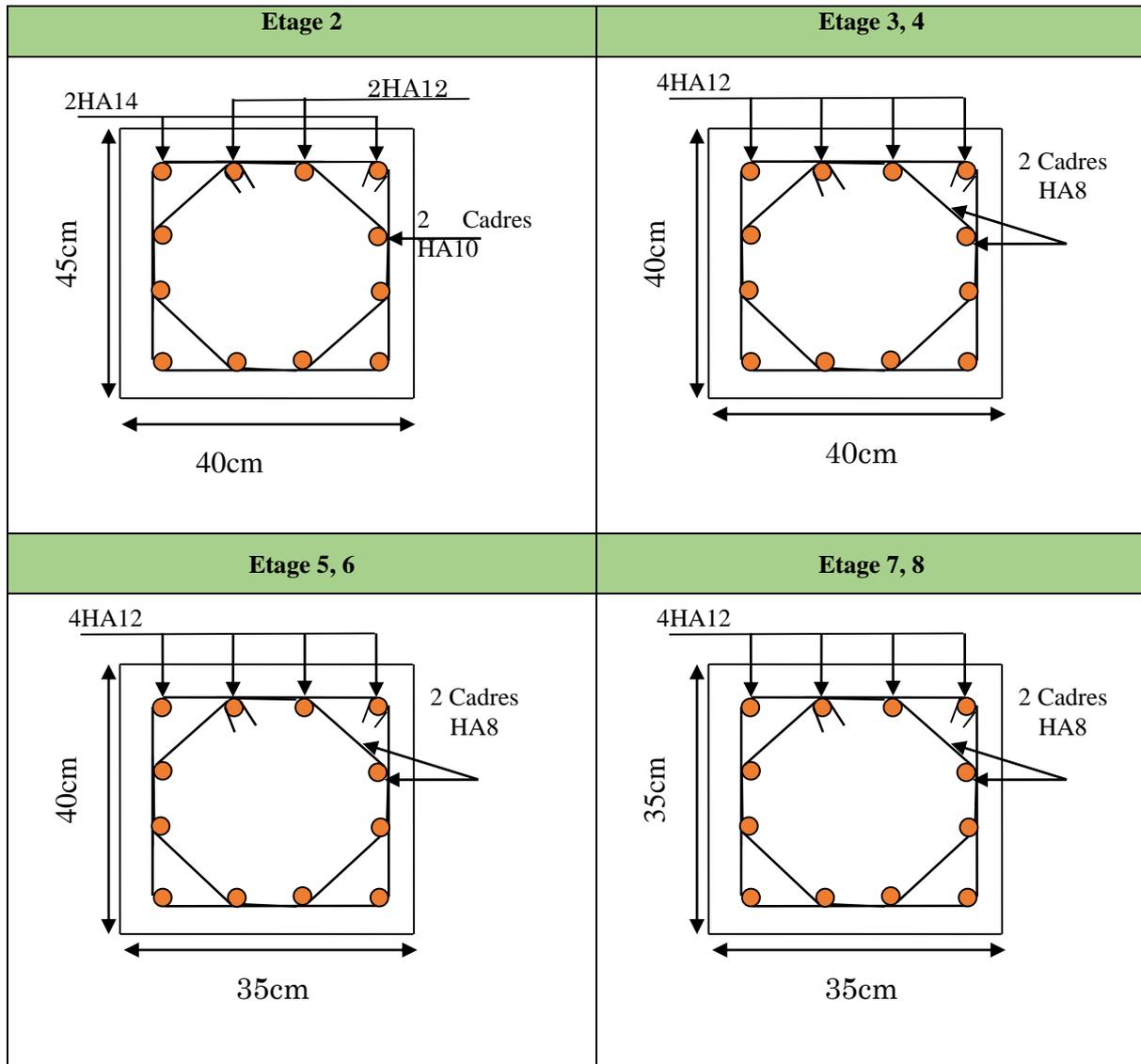
Tableau 5.8 Détermination de la zone nodale

Niveaux	Sous-sol ; RDC	01	02	03 et 04	05 et 06	07 et 08
Sections	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35
L' (cm)	100	90	90	80	80	70
h' (cm)	65	60	60	60	60	60

5.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux.

Tableau 5.9. Schémas de ferrailage des poteaux.





5.3. 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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version des efforts données par le logiciel ETABS 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right. , G + Q \pm E \quad , 0,8G \pm E$$

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

5.3.2. Le ferrailage des poutres

❖ Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%b_xh$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\% b_xh$ En zone courante.
 $6\% b_xh$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.
 Avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% s_t \times h$
 Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \frac{h}{4} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- 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.

5.3.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ETABS 2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.10. Sollicitations maximales dans les poutres.

Poutres		M_t^{\max} (kn.m)	Combinaison	M_a^{\max} (kn.m)	Combinaison	V^{\max} (kn)	Combinaison
Poutres principale (30 × 35)	Terrasse inaccessible	42.00	1,35G+1,5Q	-57.50	G+Q-Ex	60,52	1,35G+1,5Q
	Etage courant et RDC	61.07	0,8G+Ex	-87.70	G+Q-Ey	81.15	G+Q-Ex
	Sous-sol	24.06	1,35G+1,5Q	-29.81	1,35G+1,5Q	48.98	1,35G+1,5Q
Poutres secondaire (30 × 30)	Terrasse inaccessible	20.08	G+Q+Ey	-41.76	G+Q-Ey	36.85	G+Q-Ey
	Etage courant et RDC	50.02	G+Q+Ey	-60.67	G+Q-Ey	50.75	G+Q+Ey
	Sous-sol	16.98	1,35G+1,5Q	-20.73	1,35G+1,5Q	52.58	G+Q+Ex

5.3.3.1. Armatures longitudinales :

RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

❖ Vérification de (%) des armatures selon le RPA99

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres P (30} \times \text{35)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres S (30} \times \text{30)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Soit :

$$\text{Poutres (30} \times \text{35)} : \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres (30} \times \text{30)} : \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone IIa.

5.3.3.2. Armatures transversales

RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

a) Recommandation du BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

BAEL91 (Art F.IV.2)

5.3.4. Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x35) la plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes :

$$M_a = -87.70 \text{ KN.m (G+Q+Ey)} \quad , \quad M_t = 61.07 \text{ KN.m (0,8G+Ex)}$$

✓ **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,154 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_t = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,21 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,292m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{87.70 \times 10^{-3}}{0,292 \times 400} \times 10^4 = 7.48 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,107 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_t = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,14 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,301m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{61.07 \times 10^{-3}}{0,304 \times 400} \times 10^4 = 5.07 \text{ cm}^2.$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

Tableau 5.11. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type	Section	Localisation	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de Barre
Sous-sol	PP	30x35	Appuis	-29.81	2.77	5,25	3,39	3HA12
			Travée	24.06	2.22		3,39	3HA12
	PS	30x30	Appuis	-20.73	2.28	4,5	3,39	3HA12
			Travée	16.98	1.85		3,39	3HA12
Etage courant et RDC	PP	30x35	Appuis	-87.70	7,48	5,25	7,70	5HA14
			Travée	61.07	5,07		5,65	5HA12
	PS	30x30	Appuis	-60.67	6,12	4,5	6,47	3HA12+2HA14
			Travée	50.02	5,17		5,65	5HA12
Terrasse inaccessible	PP	30x35	Appuis	-57.50	4,75	5,25	5,65	5HA12
			Travée	42.00	3,41		4,52	4HA12
	PS	30x30	Appuis	-41.76	4,08	4,5	4,52	4HA12
			Travée	20.08	1,97		3,39	3HA12

5.3.5. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

❖ **Les longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,4 = 56\text{ cm}$ on adopte $L_r = 60\text{ cm}$
 $\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,2 = 48\text{ cm}$ on adopte $L_r = 50\text{ cm}$

5.3.6. Les armatures transversales

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$PP \Rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1,2 ; 1 ; 3)$$

$$\phi < 12\text{ cm on prend} \Rightarrow \Phi_t = 8\text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

b) Calcul des espacements des armatures transversales

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{\min})$ **(Art7.5.2.2)**

Pour les poutres principales $S_t \leq \min(8,75\text{ cm}; 14,4\text{ cm})$ soit $S_t = 8\text{cm}$.

Pour les poutres secondaires $S_t \leq \min(7,5\text{ cm}; 14,4\text{ cm})$ soit $S_t = 6\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq h/2$ **(Art7.5.2.2)**

Pour toutes les poutres principales $S_t \leq 17,5\text{cm} \Rightarrow$ soit $S_t = 15\text{cm}$.

Pour toutes les poutres secondaires $S_t \leq 15\text{cm} \Rightarrow$ soit $S_t = 15\text{cm}$.

5.3.6.1. Vérification des sections d'armatures transversales

On a $A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01\text{ cm}^2$ Vérifiée.

5.3.7. Vérification à l'ELU

a) Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifiée l'effort tranchant tel que $\tau = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.12.Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principale	81.15	0.85	3,33	Vérifiée
secondaire	52.58	0.65	3,33	Vérifiée

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9 \times d})$

Tableau 5.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
principale	7.70	81.15	-87.70	2.33	-6.44	Vérifiée
secondaire	6.47	49.25	-60.67	1.42	-4.64	Vérifiée

5.3.8. Vérification à l'ELS

a) État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

b) État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul Y : } \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau 5.14 .Vérification de la limite de compression du béton.

Poutres	Zone	$M_{ser}(\text{KN.m})$	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}$ (MPa)
principale	Appuis	39.72	12.31	63432.29	9.08	15
	Travées	28.37	11.09	52202.9	5.17	15
secondaire	Appuis	24.32	9.10	29740.11	7.97	15
	Travées	11.68	10	35489.80	3.48	15

c) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

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

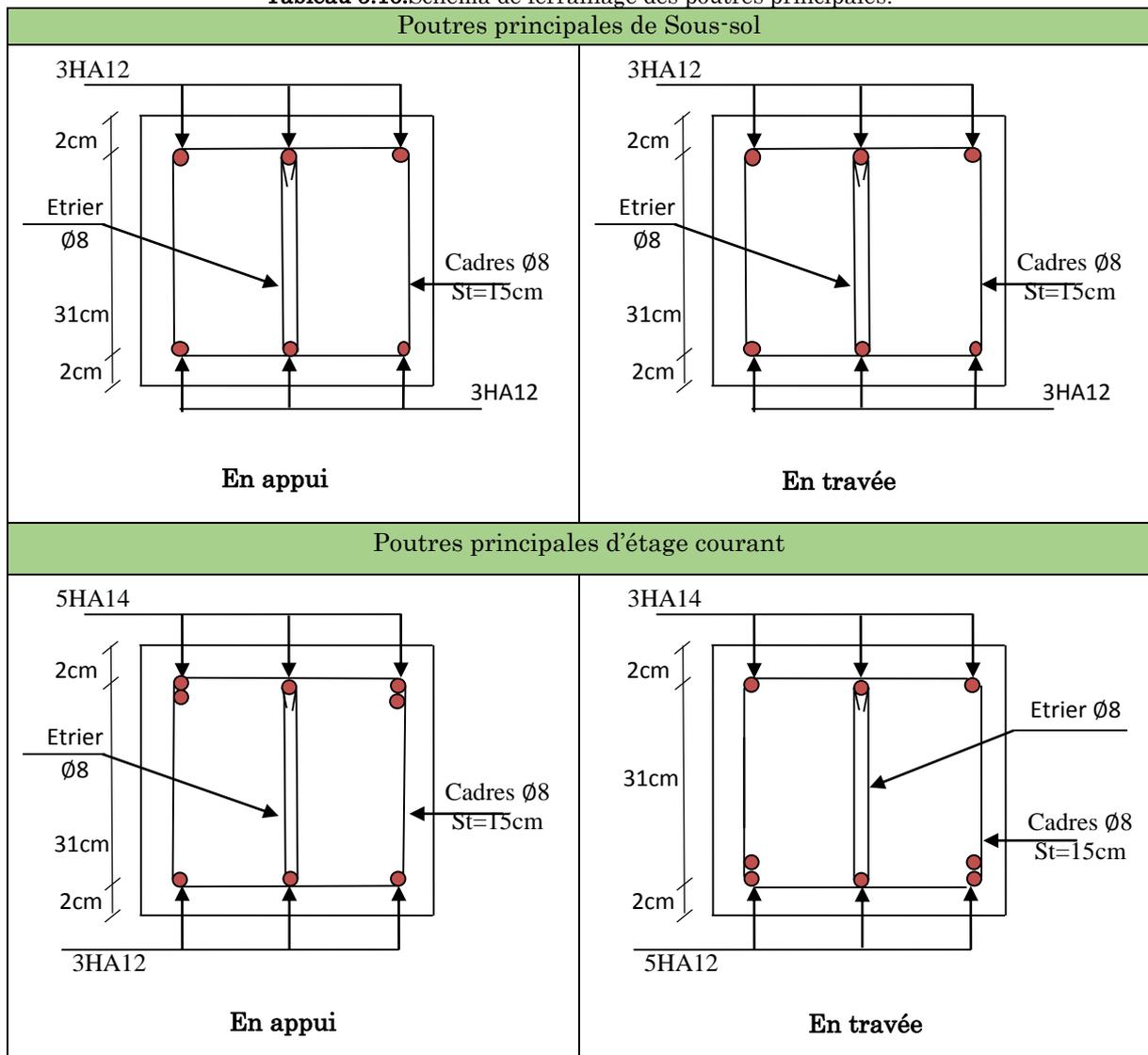
Tableau 5.15. Vérification de la flèche des poutres.

	h cm	b cm	l cm	$A_{travée}$ cm	$\frac{1}{16} \times l$ cm	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$ cm ²	(1)	(2)	(3)
Poutres principale (30 × 35)	35	30	490	5,88	30.62	10.08	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Poutres secondaire (30 × 30)	30	30	360	5,88	22.5	9,45	vérifiée	vérifiée	vérifiée

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

5.3.9. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau 5.16. Schéma de ferrailage des poutres principales.



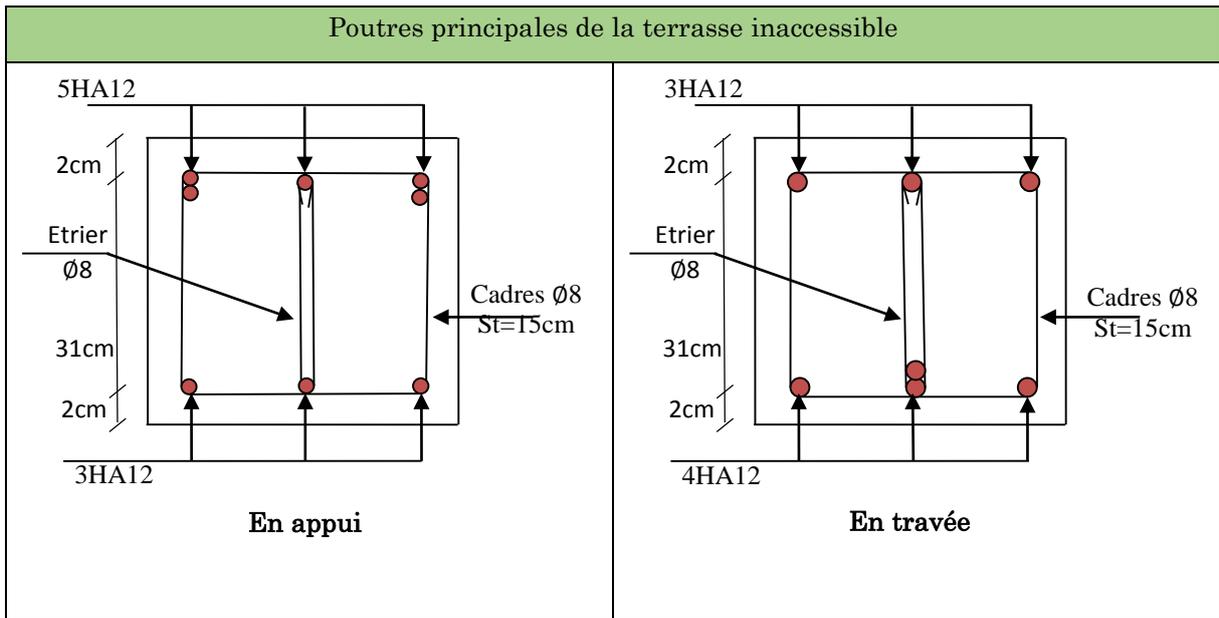
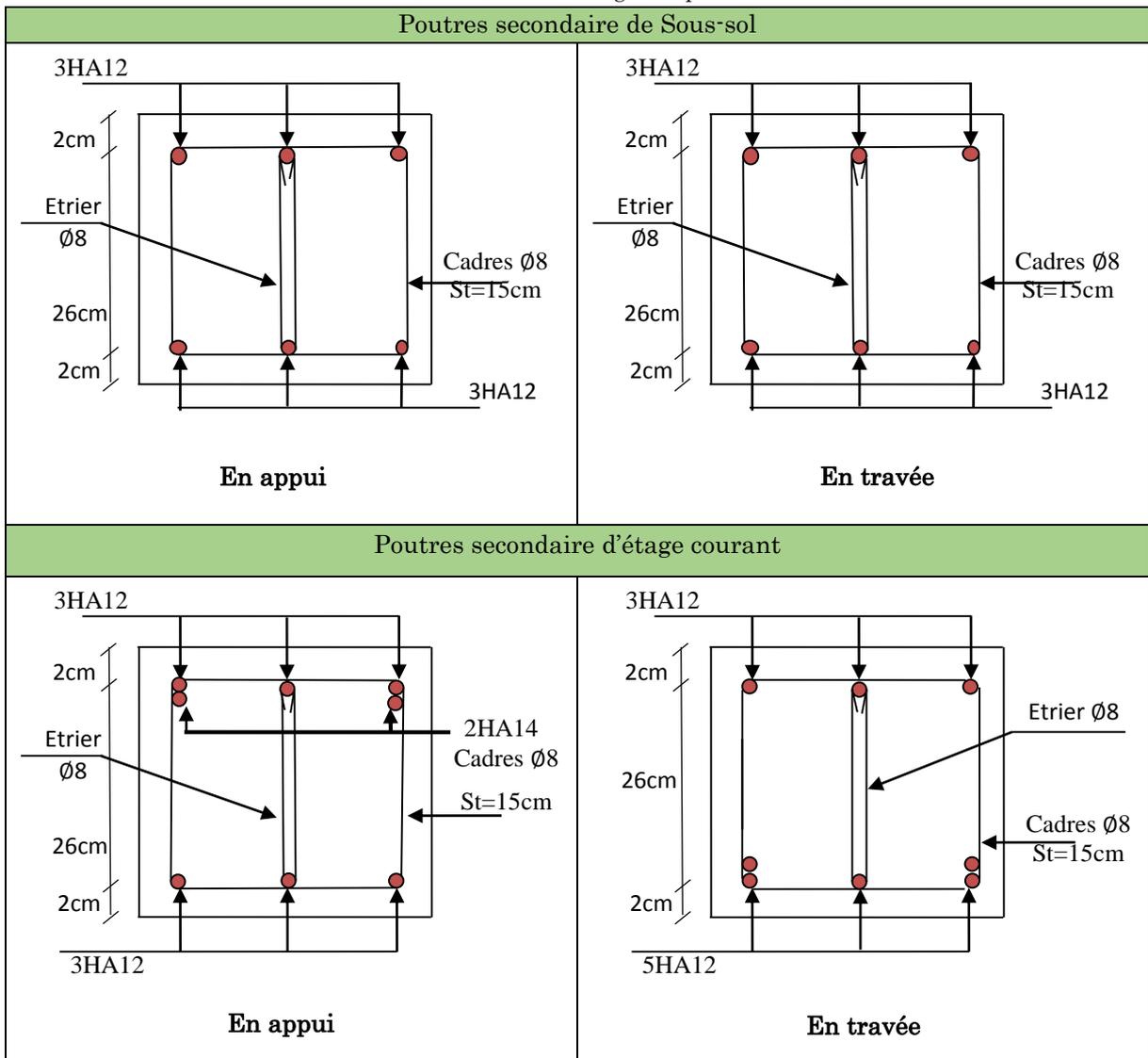
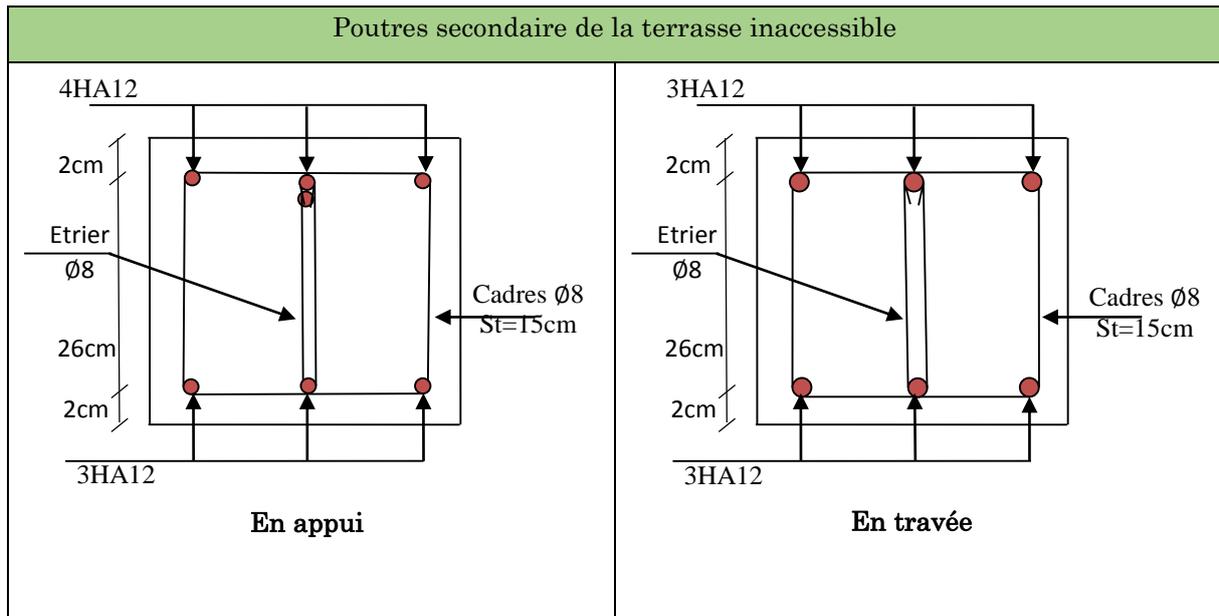


Tableau 5.17. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.





5.3.9. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

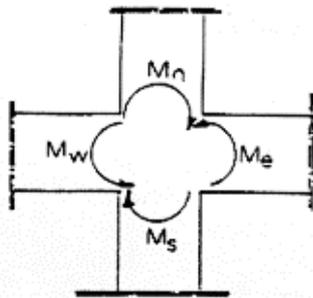


Figure 5.5. Premier cas de zone nodale (plans XZ).

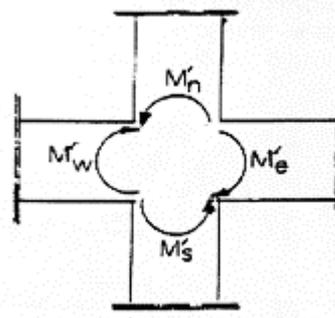


Figure 5.6. deuxième cas de zone

Nodale (plans YZ).

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des batiments superieurs à R+2.

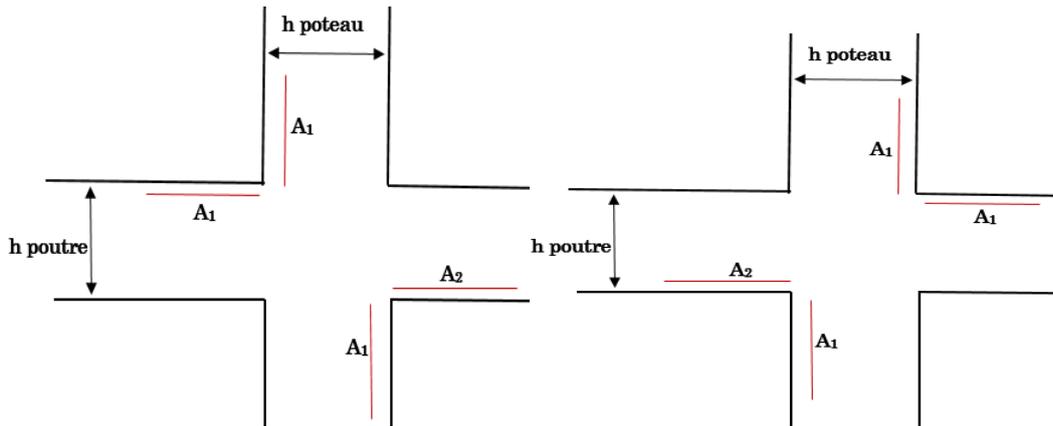


Figure 5.7. Premier cas PP.

Figure 5.8. Deuxième cas PP.

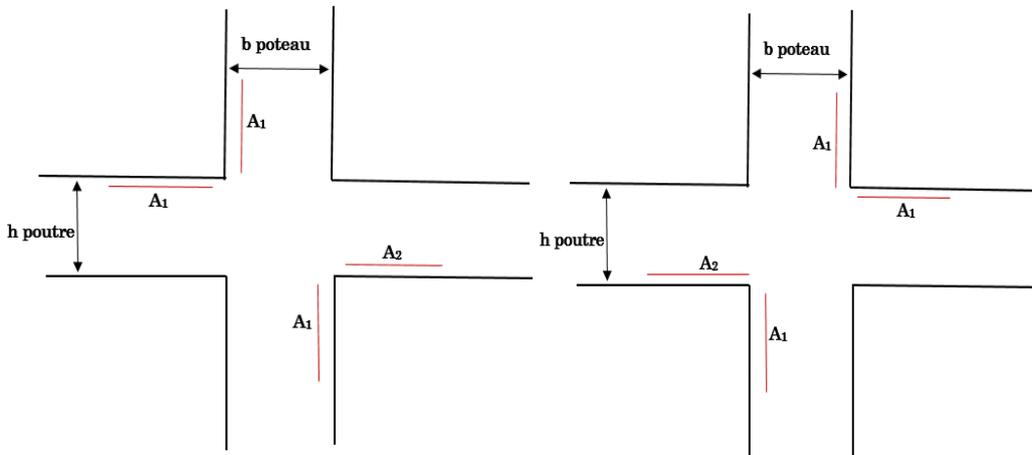


Figure 5.9. Premier cas PS.

Figure 5.10. Deuxième cas PS

❖ Détermination du moment résistant

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_s = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

5.3.9.1. Les poteaux

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poteaux :

Tableau 5.18. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A ₁ (xz) (cm ²)	A ₂ (yz) (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr ₁ (KN.m)	Mr ₂ (KN.m)
Sous-sol	0,50	0,45	6,16	6,16	348	96,46	96,46
RDC	0,50	0,45	6,16	6,16	348	96,46	96,46
Etages 1	0,45	0,405	6,16	5,34	348	86,82	75,26
Etages 2	0,45	0,405	5,34	5,34	348	75,26	75,26
Etages 3	0,40	0,36	4,52	4,52	348	56,62	56,62
Etages 4	0,40	0,36	4,52	4,52	348	56,62	56,62

Etages 5	0,40	0,36	4,52	4,52	348	56,62	56,62
Etages 6	0,40	0,36	4,52	4,52	348	56,62	56,62
Etages 7	0,35	0,315	4,52	4,52	348	49,55	49,55
Etages 8	0,35	0,315	4,52	4,52	348	49,55	49,55

5.3.9.2. Les poutres

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres principales :

Tableau 5.19. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A ₁ (xz) (cm ²)	A ₂ (yz) (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr ₁ (KN.m)	Mr ₂ (KN.m)
Sous-sol	0,35	0,315	3,39	3,39	348	37,16	37,16
RDC	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 1	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 2	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 3	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 4	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 5	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 6	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 7	0,35	0,315	7,70	3,39	348	84,41	37,16
Etages 8	0,35	0,315	5,65	3,39	348	61,93	37,16

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres secondaires :

Tableau 5.20. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A ₁ (xz) (cm ²)	A ₂ (yz) (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr ₁ (KN.m)	Mr ₂ (KN.m)
Sous-sol	0,30	0,27	3,39	3,39	348	31,85	31,85
RDC	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 1	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 2	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 3	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 4	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 5	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 6	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 7	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 8	0,30	0,27	4,52	3,39	348	42,46	31,85

Comme le ferrailage adopté des poteaux est symétrique donc la zone nodale dans le plan (X-Z) est le même avec le du plan (Y-Z) :

Tableau 5.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_{WSUP}	M_{EINF}	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	96,46	96,46	192,92	37,16	37,16	92,9	Vérifiée
RDC	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 1	86,82	75,26	162,08	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 2	75,26	75,26	150,52	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 3	56,62	56,62	113,24	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 4	56,62	56,62	113,24	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 5	56,62	56,62	113,24	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 6	56,62	56,62	113,24	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 7	49,55	49,55	99,1	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 8	49,55	49,55	99,1	61,93	37,16	123,86	Non Vérifiée

On remarque que la vérification des zones nodales n'est satisfaite au-delà du premier étage (du 2^{ème} au de dernier étages). A cet effet nous allons augmenter la section d'acier dans les poteaux des étages : 2, 3, 4, 5 et 6. On prend 12HA14 avec $A_s=18.47$

Tableau 5.22. Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	$M_{W\ SUP}$	$M_{E\ INF}$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	96,46	96,46	192,92	37,16	37,16	92,9	Vérifiée
RDC	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 1	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 2	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 3	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 4	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 5	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 6	96,46	96,46	192,92	84,41	37,16	151,96	Vérifiée
Etages 7	49,55	49,55	99,1	84,41	37,16	151,96	Non Vérifiée
Etages 8	49,55	49,55	99,1	61,93	37,16	123,86	Non Vérifiée

Tableau 5.23. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	96,46	96,46	192,92	31,85	31,85	79,62	Vérifiée
RDC	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 1	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 2	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 3	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 4	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 5	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 6	96,46	96,46	192,92	60,79	31,85	115,8	Vérifiée
Etages 7	49,55	49,55	99,1	60,79	31,85	115,8	Non Vérifiée
Etages 8	49,55	49,55	99,1	42,46	31,85	92,88	Vérifiée

- ❖ **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

5.4. Étude des voiles

Le RPA99/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 combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

5.4.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

❖ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (N, M) pour une section (b×h).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA.

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 :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec 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 $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

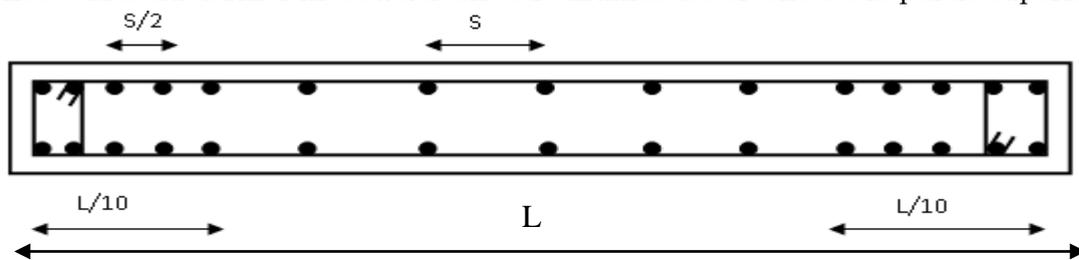


Figure 5.11. Disposition des armatures verticales

❖ Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

❖ Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

❖ Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec

$$V = 1,4V_u$$

❖ Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ 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 $S_t = \min(1.5 \times e ; 30\text{cm})$ avec e : 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.

5.4.2. Ferrailage des voiles

5.4.2.1. Exemple de calcul

En prend comme exemple le voile de RDC $V_{x1}=1.25$ m.

$$N_{\max} = 1006.08 \text{ (compression) } KN \rightarrow M_{\text{corres}} = 261.66 \text{ } KN.m$$

$$L=125 \text{ cm ; } e=20\text{cm} \quad d'=5\text{cm} \quad \text{D'où : } d=120\text{cm.}$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$.

a) Calcul des armatures verticales :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{261.66}{1006.08} \times 100 = 26.00 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{125}{2} = 62.5 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 840.156 \text{ } KN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 316.84 \text{ } KN.m < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1639.21 \text{ } KN.m$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{840.156 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.2^2 \times 14,2} = 0,20 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = \frac{1.25}{1.2} = 1.0417 \quad (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,281$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0,281}{0,281} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 8,96 \text{ } \% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,20 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A \approx 0$

$$\text{Calcul de } A : A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,060\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{840,156 \times 10^{-3}}{1,060 \times 400} \times 10^4 = 19,81\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,81 - \frac{1006,08 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -5,34\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$(\sigma)^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 9,05\text{MPa} \qquad (\sigma)^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -1\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

B : section transversale du voile

V : bras de levier

I : inertie du voile

✓ **Calcul des langues tendus et comprimés**

$$L_t = \frac{(\sigma)^{\min} \times L}{\sigma(\sigma)^{\max} + (\sigma)^{\min}} = 0,12\text{m} \qquad L_c = L - 2L_t = 1\text{m}$$

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,5\text{cm}^2.$$

✓ **armature minimal dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l = 3,75\text{cm}^2$. Pour $e = 20\text{ cm}$.

✓ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c = 2 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{on apte pour : } st = 15\text{cm}.$$

- ✓ **Armatures horizontales** : La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 122.06 \text{ Kn. Avec } \tau_v = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_v \times b \times St}{0,8 \times f_e} = 0.59 \text{ cm}^2 \text{ en prend } St = 15 \text{ cm}$$

NB : le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

Les résultats du ferrailage pour le reste des étages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.24. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1etVx2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	étage 1,2	étage 3,4	étage 5,6	étage 7,8
Section (cm ²)	125×20	125×20	125×20	125×20	125×20	125×20
M(KN.m)	9.10	261.66	13.09	108.85	62.51	28.54
N(KN)	583.59	1006.08	718.76	326.62	354.29	190.38
V(KN)	73.75	122.06	107.10	96.01	37.16	76.06
τ(MPa)	0.43	0.71	0.62	0.56	0.22	0.44
τ̄(MPa)	5	5	5	5	5	5
σ _{max} (MPa)	2.51	9.05	3.13	3.4	2,62	1.31
σ _{min} (MPa)	2.16	-1	2.62	-0.78	0.22	0.21
Section	SEC	SPC	SEC	SPC	SEC	SEC
A _v ^{cal}	0	0	0	0	0	0
A _v ^{cal} /face (cm ²)	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88
N barre/par face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _{v,adop} (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
S _t (cm)	15	15	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	0.36	0.59	0.52	0.47	0.42	0.37
A _h ^{adop} (cm ²)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
N barre/par face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
S _t (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau 5.25. Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	étage 1,2	étage 3,4	étage 5,6	étage 7,8
Section (cm ²)	130×20	130×20	130×20	130×20	130×20	130×20

M(KN.m)	14.80	309.78	123.99	9.62	11.19	12.42
N(KN)	374.41	958.29	634.94	494.27	350.89	192.21
V(KN)	37.01	126.06	85.64	72.62	57.69	42.66
τ (MPa)	0.21	0.71	0.48	0.41	0.32	0.24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	1.70	9.18	4.62	2.06	1.55	0.96
σ_{min} (MPa)	1.18	-1.81	0.24	1.72	1.15	0.52
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A_v^{min} /face (cm ²)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
N^{bre} /par face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$A_{v,adop}$ (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.17	0.59	0.40	0.34	0.27	0.2
A_h^{adop} (cm ²)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
N^{bre} /par face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

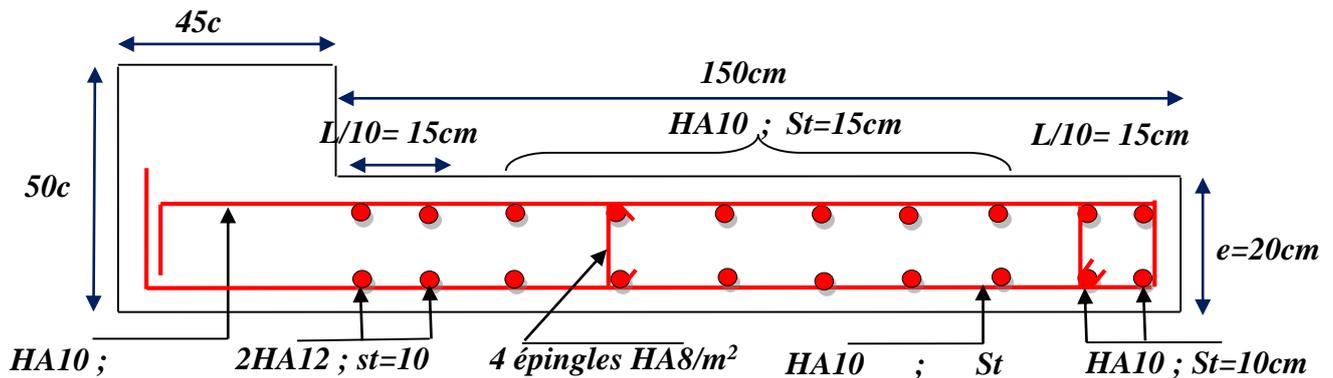
Tableau 5.26. Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	étage 1,2	étage 3,4	étage 5,6	étage 7,8
Section (cm ²)	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20
M(KN.m)	7.61	386.62	203.78	107.61	12.68	50.41
N(KN)	527.48	1072.34	718.98	500.70	392.87	123.78
V(KN)	37.52	158.40	110.59	86.73	65.96	46.99
τ (MPa)	0.18	0.76	0.53	0.42	0.32	0.32
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	1.74	8.73	5.11	3.10	1.48	1.08
σ_{min} (MPa)	1.17	-1.58	-0.32	0.23	1.14	-0.26
Section	SEC	SPC	SPC	SEC	SEC	SPC
A_v^{cal}	0	0	0	0	0	0

A_v^{\min} /face (cm ²)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
N^{bre} /par face	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
$A_{v,adop}$ (cm ²)	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.15	0.64	0.44	0.35	0.27	0.27
A_h^{adop} (cm ²)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
N^{bre} /par face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau 5.27. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 ; Vy2 ; Vy3 ; Vy4 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	étage 1,2	étage 3,4	étage 5,6	étage 7,8
Section (cm ²)	120×20	120×20	120×20	120×20	120×20	120×20
M(KN.m)	7.61	239.11	52.07	12.20	10.08	43.34
N(KN)	527.48	1004.42	751.19	581.27	417.42	166.50
V(KN)	54.49	123.07	72.18	58.09	51.70	34.42
τ (MPa)	0.33	0.75	0.44	0.35	0.31	0.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	2.36	9.17	4.21	2.68	1.95	1.60
σ_{\min} (MPa)	2.04	-0.8	2.05	2.17	1.53	-0.21
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC
A_v^{cal}	0	0	0	0	0	0
A_v^{\min} /face (cm ²)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
N^{bre} /par face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$A_{v,adop}$ (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.28	0.62	0.37	0.29	0.26	0.17
A_h^{adop} (cm ²)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
N^{bre} /par face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

5.4.3. Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x4} Figure 5.12. Schéma de ferrailage du voile RDC $V_{x4} = 1,50m$

5.4.4. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS V16**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contact directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

Un bon encastrement de la structure dans le sol.

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

Une bonne limitation des tassements différentiels

6.2. Etude des fondations

6.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

$D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)

$6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)

$D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

6.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les Charges transmises au sol.

La distance entre axes des poteaux.

La nature du sol.

La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=1.20\text{ m} \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

6.2.3. Capacité portante du sol d'assise

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant les 16 logements de Mr saigh mohand ameziane » on permet de conclure les résultats suivants

Le taux de travail à adopter alors, est de **2,0 bars**, pour une profondeur d'encrage de 1.20m.

6.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

6.2.4.1. Semelles isolées

➤ **Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E ; 0.8 \times G \pm E$$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

$N=1239.01\text{ KN}$ (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel **ETABS V16**)

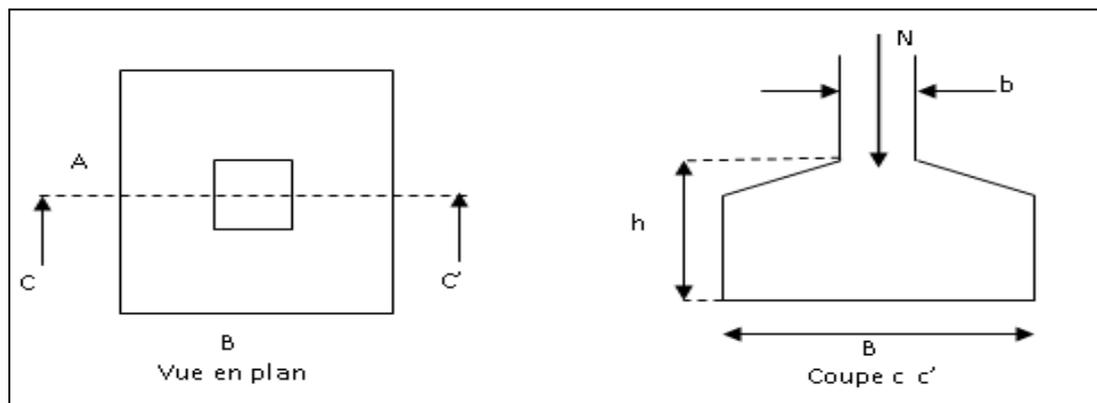


Figure 6.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,50}{0,45} \times \frac{1239,01}{200}} = 2.62\text{ m}$

a,b : dimensions du poteau à la base, poteaux rectangulaire.

Sans X : L_{min} (entre axe de poteaux) = 2,7 m

Sans Y : L_{min} (entre axe de poteaux)=3.4

On remarque qu'il n'y'a pas un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est justifié.

On prend : $B = 2.65m$; $A=2.50$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{265 - 50}{4}; \frac{250 - 45}{4}\right) + 5 = 58$$

On prend : $h = 60cm$.

a. Vérification en tenant compte du poids de la semelle

On a : $N_t = N_u + P_s$

Avec :

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * 2.65 * 2.5 * 0.60 = 99.38KN.$$

$$N_t = N + P_s = 1239.01 + 99.38 = 1338.38KN.$$

b. Vérification de la stabilité au renversement

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,05m.$$

→ $\sigma = 0,22Mpa < \bar{\sigma} = 0,2 Mpa$. n'est pas vérifier

C'est on a augmenté les dimensions de la semelle il y aura un chevauchement entre les semelles, puisque L_{min} (entre axe de poteaux) = 2,7 m , donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

6.2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6,

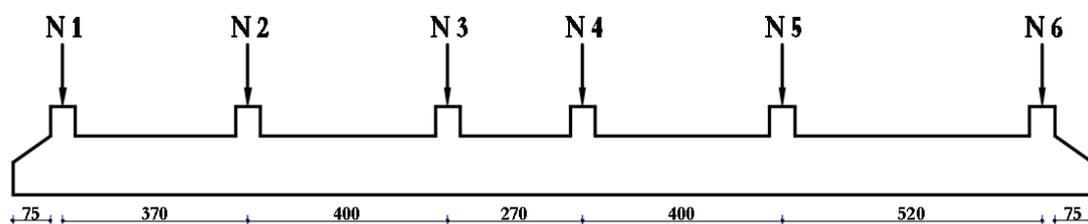


Figure 6.2 : Semelle filante.

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=6} = 370,85 + 865,82 + 809,91 + 803,83 + 991,34 + 425,02 = 4266,77 KN$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{4266.77}{200 \times 21.70} = 1,056m$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes

6.3. Étude des semelles filantes sous poteaux

6.3.1. Dimensionnement de la semelle filantes

➤ **Calcul de la largeur de la semelle (B)**

$$S = \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{4266.77}{200} = 21.33m^2$$

S : surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L_{Total} = 21.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{21.33}{21.70} = 0.98 \text{ m ; soit : } B = 1.10 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante : $h_t = d + c$.

Avec :

c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$$

$$(a \times b) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$d = 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,25 = 0,30 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,30 \text{ m}$$

• **Remarque**

Avec le choix de $d \geq \frac{B-a}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées.

6.3.2. Charges agissantes sur la semelle

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans la figure ci-dessous

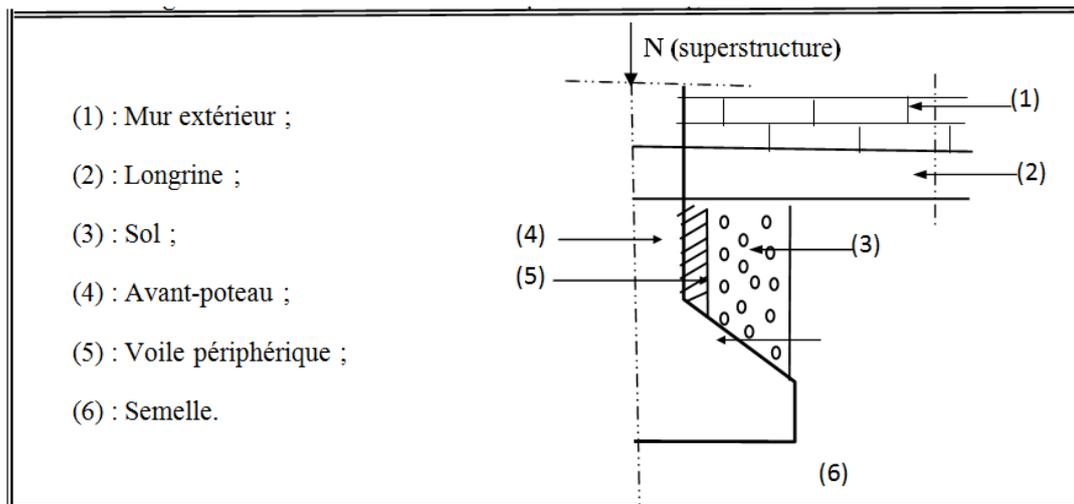


Figure 6.3 : Différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructures})} = \sum N_i ; N_i : \text{Effort normal ramené par le poteau « i »}.$$

$$N_{(\text{infrastructures})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructures})} = 4266.77 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i;$$

$$N_{(\text{dallage})} = \gamma_b \times [(B \times L) - (a \times b \times n)] \times e$$

Avec :

B = Largeur de la semelle.

A = Longueur de la semelle.

e = Epaisseur de la dalle flottante.

S = 30×35 cm² : Surface transversale de la longrine.

$$N_{(\text{longrines})} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 21.70 = 53.02 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{dallage})} = 25 \times [(1.1 \times 21.70) - (0.5 \times 0.45 \times 6)] \times 0.12 = 62.61 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \text{ Avec :}$$

S : Surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 50 \times 45 = 2250 \text{ cm}^2$$

h : Hauteur de l'avant-poteau ; h = 1.60 m.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 6 poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.50 \times 0.45 \times 1.60 \times 6 = 54 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelles})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(\text{semelles})} = 25 \times 20.20 \times 0.30 = 151.15 \text{ KN.}$$

$N_{(terre)} = \gamma_h \times S_{semelle} \times h$; γ_h : poids spécifique du sol ; $\gamma_h = 20.70 \text{KN/m}^3$.

$N_{(terre)} = 20.70 \times 21.70 \times 1.10 = 459.95 \text{ KN}$.

$N_{Total} = 5047.5 \text{ KN}$.

➤ Calcul de la surface de la semelle (S)

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{5047.5}{200} = 25.24 \text{m}^2.$$

➤ Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i$$

$$L = 21.7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{25.24}{21.70} = 1.16 \text{m} ; \text{ soit : } B = 1.30 \text{ m}.$$

➤ Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

$$d \geq \text{Max} \left\{ \frac{B-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.30-0.50}{4}, \frac{1.30-0.45}{4} \right\}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.21 \text{m}$$

On prend :

$$d = 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 0,05 + 0,25 = 0.30 \text{m} \Rightarrow h_t = 0,30 \text{ m}.$$

6.3.3. Les vérifications

6.3.3.1. Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots$ **BAEL99 (article A.5.2, 41)**

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur la semelle.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen, $a=0,50 \text{m}$;
 $b=0,45 \text{m}$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A+B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,50 + 0.3 = 0.8 \text{m} \\ B = b + h_t = 0,45 + 0.3 = 0.75 \text{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow U_c = 3.1 \text{m}$$

$N_d = 5.04 \text{ MN} \leq 0,045 \times 3,1 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 3,64 \text{ MN}$ Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant).

6.3.3.2. Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$M_{\text{sismique}}(\mathbf{x-x}) = 1653.73 \text{ KN}$; $M_{\text{sismique}}(\mathbf{y-y}) = 17.37 \text{ KN}$; $N_{\text{Stotale}} = 5047.5 \text{ KN}$

Sens $\mathbf{x-x}$: $e = \frac{1653.73}{5047.5} = 0,31 \text{ m} < \frac{1,30}{4} = 0,325 \text{ m}$

Sens $\mathbf{y-y}$: $e = \frac{17.37}{5047.5} = 0,0034 \text{ m} < \frac{1,30}{4} = 0,325 \text{ m}$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

6.3.3.3. Vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier que $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec :

$$\sigma_{(\text{max}, \text{min})} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{Y,X}}{I_{Y,X}} * (X_G, Y_G) ; \begin{cases} Y_g = \frac{B}{2}; I_x = B * L^3 / 12 \\ X_g = \frac{L}{2}; I_y = L * B^3 / 12 \\ S = L * B \end{cases}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales tiré du logiciel ETABS.

$M_{\mathbf{x,y}}$: Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS, avec la combinaison $G+Q+E_{\mathbf{x,y}}$.

On a :

$N_{\text{s, total}} = 5047.5 \text{ KN}$; $M_X = 1653.73 \text{ KN.m}$; $M_Y = 17.37 \text{ KN.m}$; $S = 26.26 \text{ m}^2$

$X_G = 10.10 \text{ m}$ et $I_x = 892.93 \text{ m}^4$

$Y_G = 0.65 \text{ m}$ et $I_y = 3.69 \text{ m}^4$

✓ Sens $\mathbf{x-x'}$:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{5047.5}{26.26} + \frac{1653.73 \times 0.65}{892.92} = 0.193 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{5047.5}{26.26} - \frac{1653.73 \times 0.65}{892.92} = 0.191 \text{ MPA}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0.19 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$ c'est vérifiée.

✓ Sens $\mathbf{y-y'}$:

$$\sigma_{\max} = \frac{5047.5}{26.26} + \frac{17.37 \times 10.10}{3.69} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5047.5}{26.26} - \frac{17.37 \times 10.10}{3.69} = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

On voit que la contrainte dans le Sens y-y' n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la largeur B et la hauteur ht de la semelle.

⇒ On prend B=1.50m

6.3.3.4. Vérification de la contrainte dans le sol suivant le sens y-y avec la largeur

B=1.9m

$X_G = 10.55\text{m}; I_x = 1174.24\text{m}^4$

$Y_G = 0.65\text{m}; I_y = 5.93\text{m}^4$

$S = 31.65 \text{ m}^2$

$$\sigma_{\max} = \frac{5047.5}{31.65} + \frac{17.37 \times 10.55}{5.93} = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5047.5}{31.65} - \frac{1653.73 \times 0.65}{1174.42} = 0.158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.162 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \frac{\frac{B-a}{4}}{\frac{B-b}{4}} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \frac{\frac{1.30-0.50}{4}}{\frac{1.30-0.45}{4}} \right. \right.$$

⇒ $d \geq 0.21\text{m}$; On prend : $d = 0,25 \text{ m}$

⇒ $h_t \geq 0,05 + 0,25 = 0.30\text{m}$ ⇒ $h_t = 0,40 \text{ m.}$

6.3.4. Le Ferrailage

❖ **Aciers principaux (A//B)**

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec :

N_u : Effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte d'acier ; $\overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$

D'après (ETABSV16), on a : $N_u = 5834.66 \text{ KN}$

❖ **Aciers de répartition (A⊥B) :**

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

6.3.4.1. Application numérique

$B = 1,5 \text{ m}$; $N_u = 5834.46 \text{ kN}$; $b = 0.45 \text{ m}$; $d = 0,25 \text{ m}$

$$A_{//B} = \frac{5834.46 \times 10^{-3} (1.50 - 0.45)}{8 \times 0.25 \times 348} = 8.80 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6HA14/ml = 9.24 cm² avec un espacement de 15 cm.

$$A_{\perp B} = \frac{9.24}{3} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6HA10/ml = 4.71 cm² avec un espacement de 15 cm.

6.3.4.2. Schéma de ferrailage

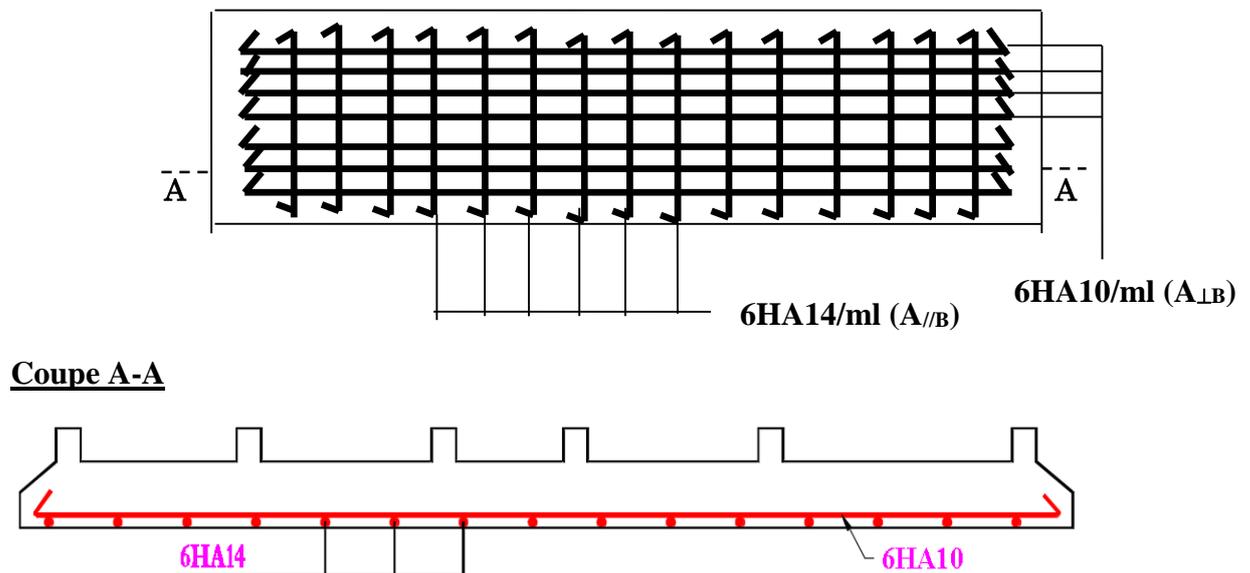


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.

6.4. Étude des poutres de rigidité

6.4.1. Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

6.4.2. Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5.20 \text{ m} \Rightarrow \frac{520}{9} \leq h \leq \frac{520}{6} \Rightarrow 57.77 \leq h \leq 86.66(\text{cm})$$

Soit : $h = 90 \text{ cm}$.

$b = \text{bavant poteau} \Rightarrow b = 45\text{cm}$

6.4.3. Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité

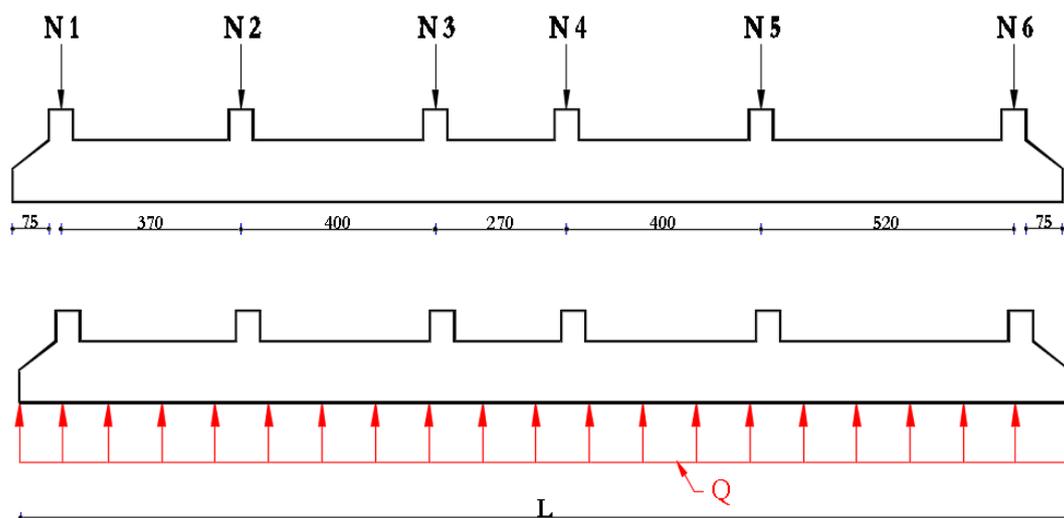


Figure 6.5 : Charges agissants sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 5834.46 \text{ KN}, L = 20.20\text{m} \longrightarrow Q = 288.83 \text{ KN/ml}$$

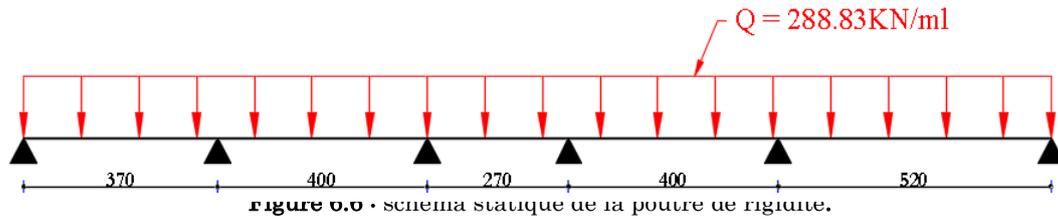
6.4.4. Calcul des sollicitations

❖ Méthode de calcul

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

❖ Poutre de rigidité :



Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité.

Travées	L (m)	q (KN/ml)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _{MAX} (KN.m)
AB	5.2	288.83	1102.55	-1296.36	1557.3
BC	4	288.83	511.47	-788.34	1143.77

6.4.5. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,60 \times 0,65 \times 2,1}{400} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
AB	1102.55	-1296.3	43.31	52.78	5HA20fil+ 9HA20 Chap =43.98	5HA20fil+8 HA25 Chap =54.98
BC	511.47	-788.34	18.34	29.44	5HA20fil+ 2HA16 Chap =19.73	5HA20fil+7 HA16 chap =29.75

6.4.6. Schéma de ferrailage

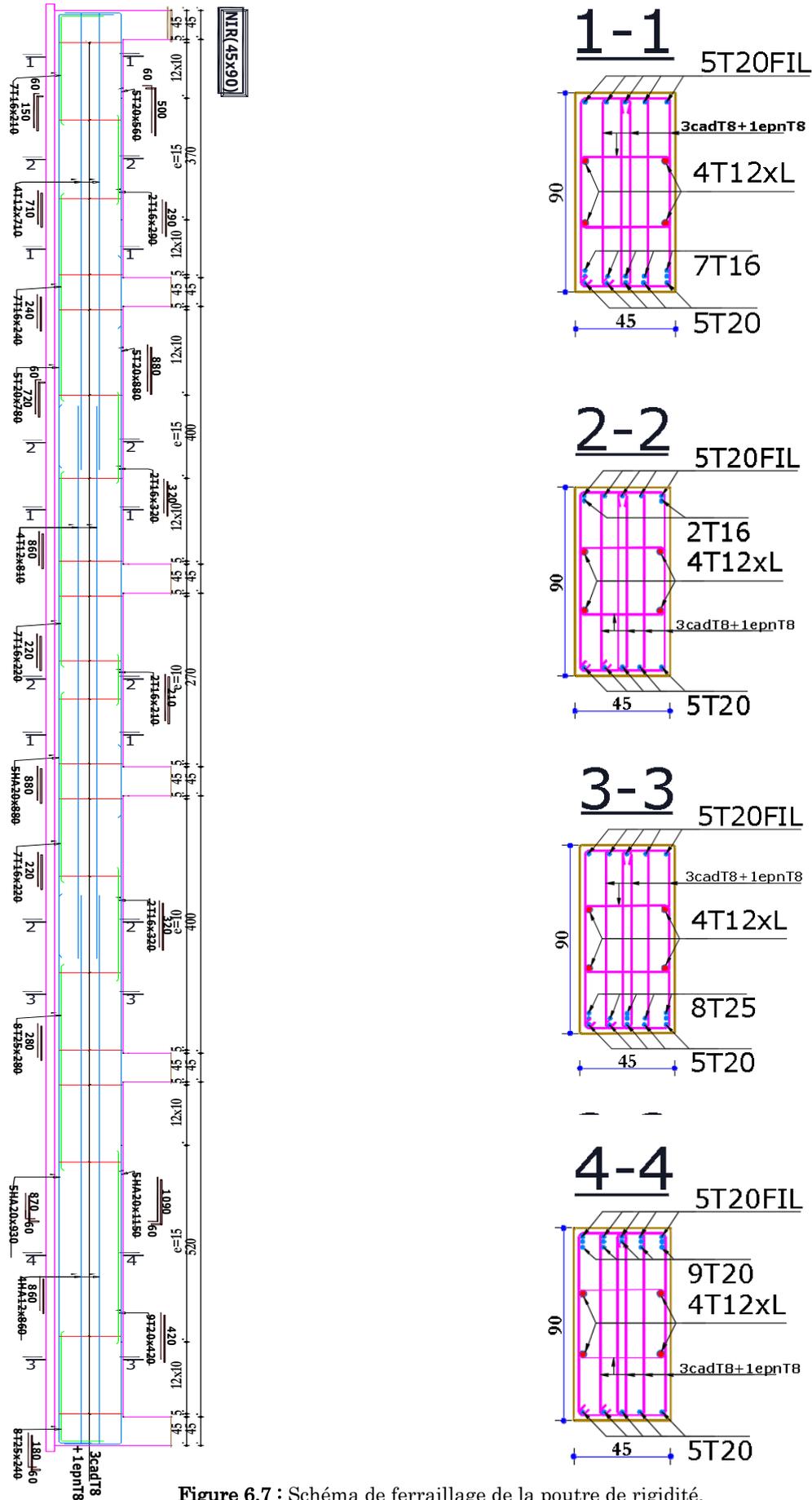


Figure 6.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

6.5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux, il doit satisfaire les exigences du RPA99 /version 2003(art. 10.1.2) suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.5.1. Dimensionnement

- La hauteur $h=2.64\text{m}$.
- La longueur $L=5.20\text{m}$.
- $e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

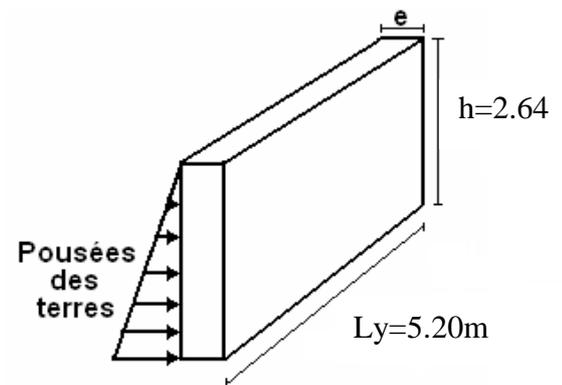


Figure 6.8 : Voile périphérique.

6.5.2. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

- L'angle de frottement interne : $\phi = 24^\circ$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0 \text{ bar}$
- Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 20.70\text{KN/m}^3$.

6.5.3. Évaluation des charges et surcharges

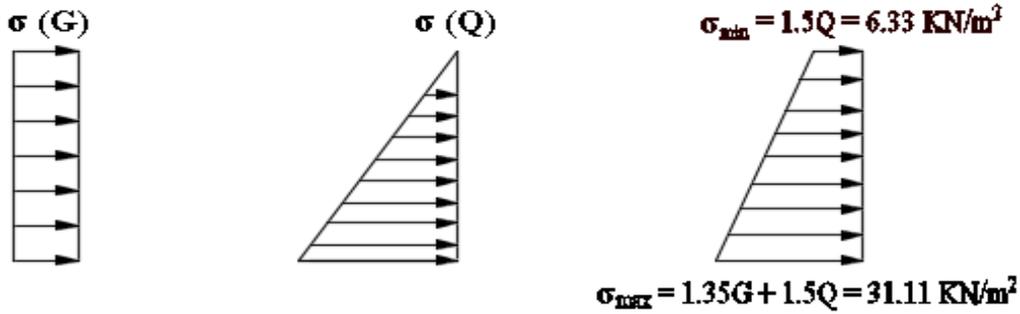
➤ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 2.64 \times 20.7 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = 23.05\text{KN/m.}$$

➤ Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = 4.22 \text{ KN/m}$$



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 29.66 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 29.66 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont $L_x = 2.64\text{m}$, $L_y = 5.20\text{m}$, $b = 1\text{ml}$, $e = 20\text{cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.64}{5.20} = 0.51 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens}$$

✓ A'ELU

$$\rho = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 24.78\text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.19\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 21.07\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.2\text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -12.39\text{KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau 6.3 : Ferrailages des voiles périphériques

Local		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	21.07	0.051	0.066	0.165	3.66	2	7HA12=7.92
	y-y	5.2	0.012	0.016	0.168	0.89	2	7HA10=5.50
Appui		12.39	0.030	0.038	0.167	2.12	2	7HA10=5.50

• Espacements

Sens x-x: $St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

Sens y-y: $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

6.5.3.1. Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 32.91\text{KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 77.55\text{KN} \end{cases}$$

6.5.3.2. Vérifications de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} \rho = 0.51 > 0.4 \\ e = 15\text{cm} > 12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.99\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

6.5.3.3. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_u = 0.43\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa}$
 → vérifier

6.5.3.4. Vérification A L'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 27.27\text{KN/m}^2, \sigma_{\min} = Q = 4.22\text{KN/m}^2, \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21.50\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 21.50\text{KN/m}$$

$$\rho = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 18.71\text{KN.m} \\ M_{oy} = 7.03\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 15.90\text{KN.m} \\ M_{ty} = 5.97\text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 9.35\text{KN.m} \end{cases}$$

6.5.3.5. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Tableau 6.4 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Local	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	
Travée	x-x	15.90	5.27	21225	0.91 < 15	vérifie	30.52 > 201.63
	y-y	5.97	4.35	15927	0.39 < 15	vérifie	16.25 < 201.63
Appui	9.35	4.35	15927	0.61 < 15	vérifie	25.43 < 201.63	

6.5.4. Schéma de ferrailage

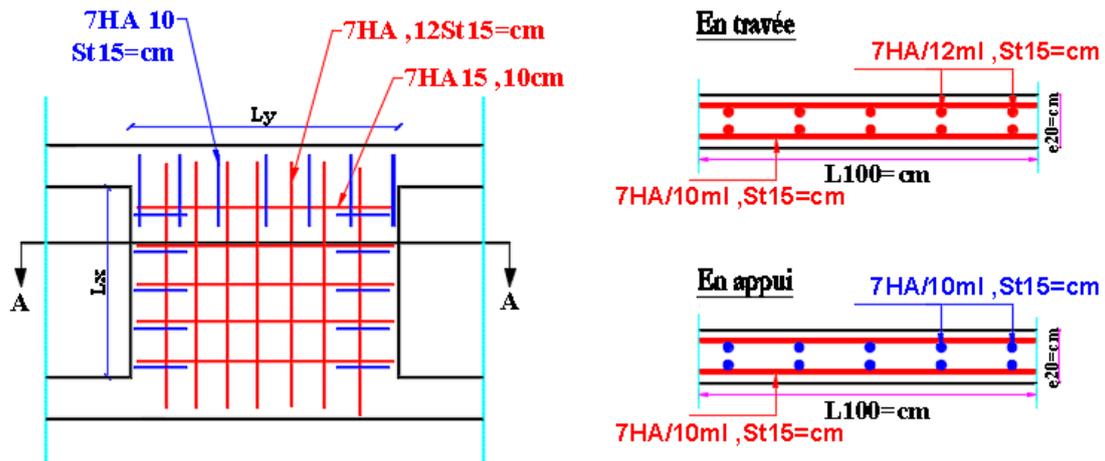


Figure 0.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

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 acquises le long de notre cursus, 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.

Il a fallu faire appel, lors de notre étude, au bon sens et à la logique, qui révèlent plus du bon sens de l'ingénieur en génie civil.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectif et nous nous permettras d'exploiter nos connaissances dans la vie pratique.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

- ❖ **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- ❖ **RPA99** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- ❖ **CBA93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- ❖ **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- ❖ **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- ❖ Mémoires de fin d'étude
- ❖ Cahiers de cours béton du cursus
- ❖ Autre documents consultés

ANNEXES

Annex 1

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour recevoir une promotion immobilière au profit de Mr SAIGH Mohand Ameziane

au lieu-dit Chikhoun dans la commune d'Ouzellaguen, est dans un terrain de portance satisfaisante.

Le terrain est nu, relativement plat, à vocation agricole (oliveraie) de constitution limoneuse très graveleuse

en surface, argileuse avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire avec succession de couches

minces de sables (TVO) et d'argile très graveleuse, en profondeur.

Des sondages pénétrométriques ont été réalisés dans le terrain et révélé des sols de bonnes qualités et de

portance considérable.

Un talweg longe la limite Sud-Ouest du terrain et qui est en cours d'aménagement (canalisé).

A cet effet, on préconise :

- L'emploi de fondations superficielles.
 - ✓ La sous face du radier (bloc A) sera à au moins, **-1m.20** au moins de la surface du sol.
 - ✓ La sous face des fondations (bloc B) sera à au moins, **-1m.60** au moins de la surface du sol.
- La contrainte admissible à adopter est estimée à **2.0 bars**.
- Les caractéristiques mécaniques du sol en place : $C = 0.29 \text{ bar}$, $\Phi = 24^\circ$ et $\gamma_h = 20.7 \text{ kN/m}^3$.
- Entreprendre un compactage du fond de la fouille du radier avant la pose d'une couche drainante.
- Aucune nappe d'eau n'est constatée jusqu' -12m de profondeur.
- Les sols de fondation ne présentent aucune agressivité vis-à-vis du béton.
- Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité, Ila.
- Le site est de catégorie S3, qui concerne les sols meubles.

Annexe 2

❖ Descente de charges

Calcul des charges revenantes au poteau (C-3)

➤ Plancher terrasse inaccessible

La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.715 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.20 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.20 * 11.72 = 72.63 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * 11.72 + 1 * (1.8 + 1.7 + 1.85 + 1.5 + 0.3) * 0.3 = 13.86 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant

$$S = 11.715 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.23 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.23 * 11.715 = 61.30 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 * 11.715 + 1.5 * (1.8 + 1.7 + 1.85 + 1.5 + 0.3) * 0.3 = 13.86 \text{ KN} = 20.97 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage commerce

$$S = 11.715 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.18 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.18 * 11.715 = 60.68 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 5 * 11.715 + 5 * (1.8 + 1.7 + 1.85 + 1.5 + 0.3) * 0.3 = 13.86 \text{ KN} = 68.85 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres

$$P_{pp} = 0.35 * 0.3 * 3.55 * 25 = 9.31 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 * 0.3 * 3.3 * 25 = 7.42 \text{ KN}$$

$$P_t = 16.73 \text{ KN}$$

➤ Poids des poteaux

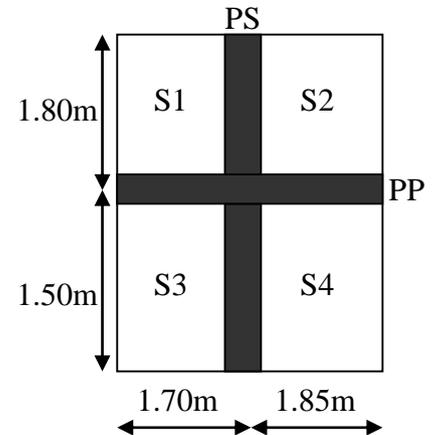


Tableau. Poids propre des poteaux

Etage	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étages	2 ^{ème} étages	3+4 ^{ème} étages	5+6 ^{ème} étages	7+8 ^{ème} étages
Sections ($b_1 * h_1$) cm ²	45×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35
Hauteur	2.64	3.8	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97
Poids	14.85	21.38	15.03	13.365	11.88	10.4	9.1

➤ Application de la loi de dégression

- Sous la terrasse Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau. Résultats de la descente de charge du poteau B3.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	72.63	
	Poutre	16.73	
	Poteau (35*35) cm ²	9.1	
	Total	98.46	13.86
N1	Venant de N0	98.46	
	Plancher d'étage (16+4) cm	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (35*35) cm ²	9.1	
Total	185.59	34.83	
N2	Venant de N1	185.59	
	Plancher d'étage (16+4) cm	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (35*40) cm ²	10.4	
Total	274.02	53.7	
N3	Venant de N2	274.02	
	Plancher d'étage (16+4) cm	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (35*40) cm ²	10.4	
Total	362.45	70.48	
N4	Venant de N3	362.45	
	Plancher d'étage (16+4) cm	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (40*40) cm ²	11.88	
Total	452.36	85.16	
N5	Venant de N4	452.36	
	Plancher d'étage (16+4) cm	61.3	
	Poutre	17.54	
	Poteau (40*40) cm ²	11.88	
Total	543.08	97.74	

N6	Venant de N5	543.08	
	Plancher d'étage (16+4) cm+mur	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (40*45) cm ²	13.37	
	Total	634.48	94.14
N7	Venant de N6	634.48	
	Plancher d'étage (16+4) cm+mur	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (45*45) cm ²	15.03	
	Total	727.54	108.22
N8	Venant de N7	727.54	
	Plancher d'étage (16+4) cm+mur	61.3	
	Poutre	16.73	
	Poteau (45*50) cm ²	21.38	
	Total	826.95	129.19
N9	Venant de N8	826.95	
	Plancher d'étage (16+4) cm+mur	60.68	
	Poutre	16.73	
	Poteau (45*50) cm ²	14.85	
	Total	919.21	171.44
Nu=1,35Gt+1,5Qt		Nu=1498.09 KN	

Annexe 3

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 3

Table de PIGEAUD

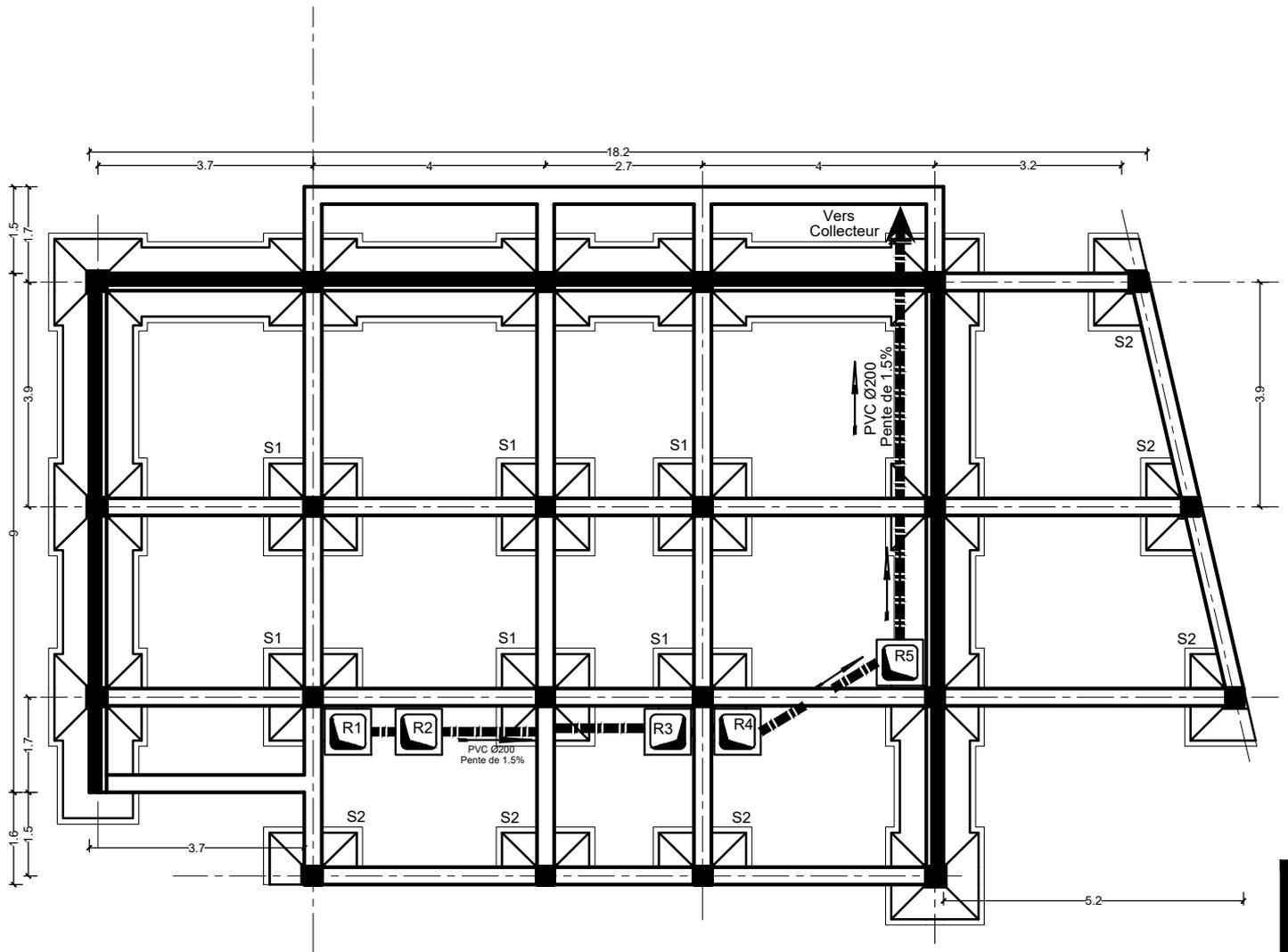
Valeurs de $M1$ ($M2$) pour $\rho = 0.707$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098	0.088	0.080	
	0.1	0.302	0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.079	
	0.2	0.260	0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.078	
	0.3	0.224	0.200	0.175	0.155	0.138	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.077	
	0.4	0.200	0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.074	
	0.5	0.182	0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.070	
	0.6	0.165	0.152	0.139	0.126	0.115	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.066	
	0.7	0.151	0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.061	
	0.8	0.138	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.057	
	0.9	0.125	0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	
	1.0	0.113	0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.100	
	0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.085	
	0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.070	
	0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.059	
	0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.049	
	0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.042	
	0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.037	
	0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.032	
	0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.027	
	0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.023	
	1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.021	

Tableau des Armatures
(en cm²)

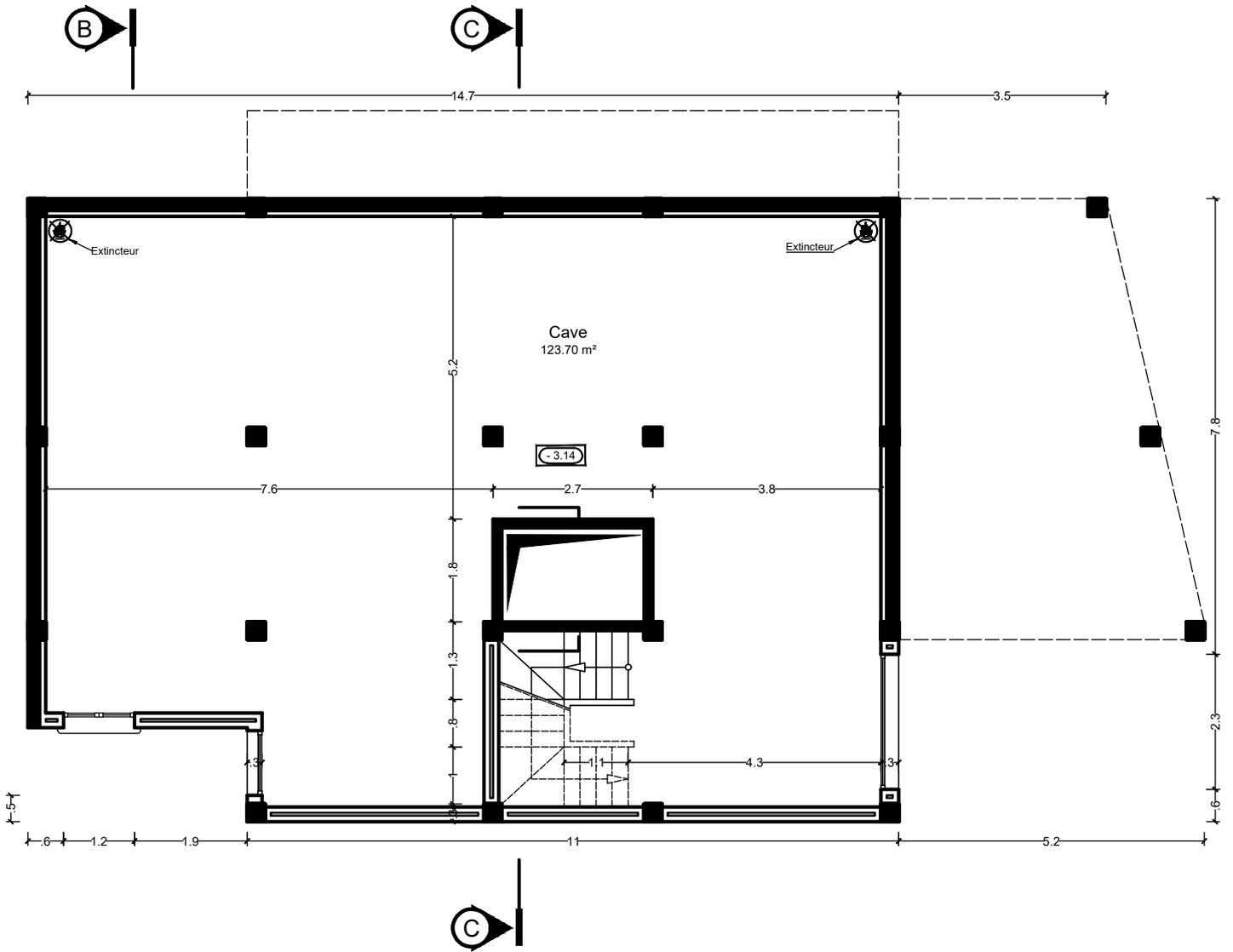
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Les plans

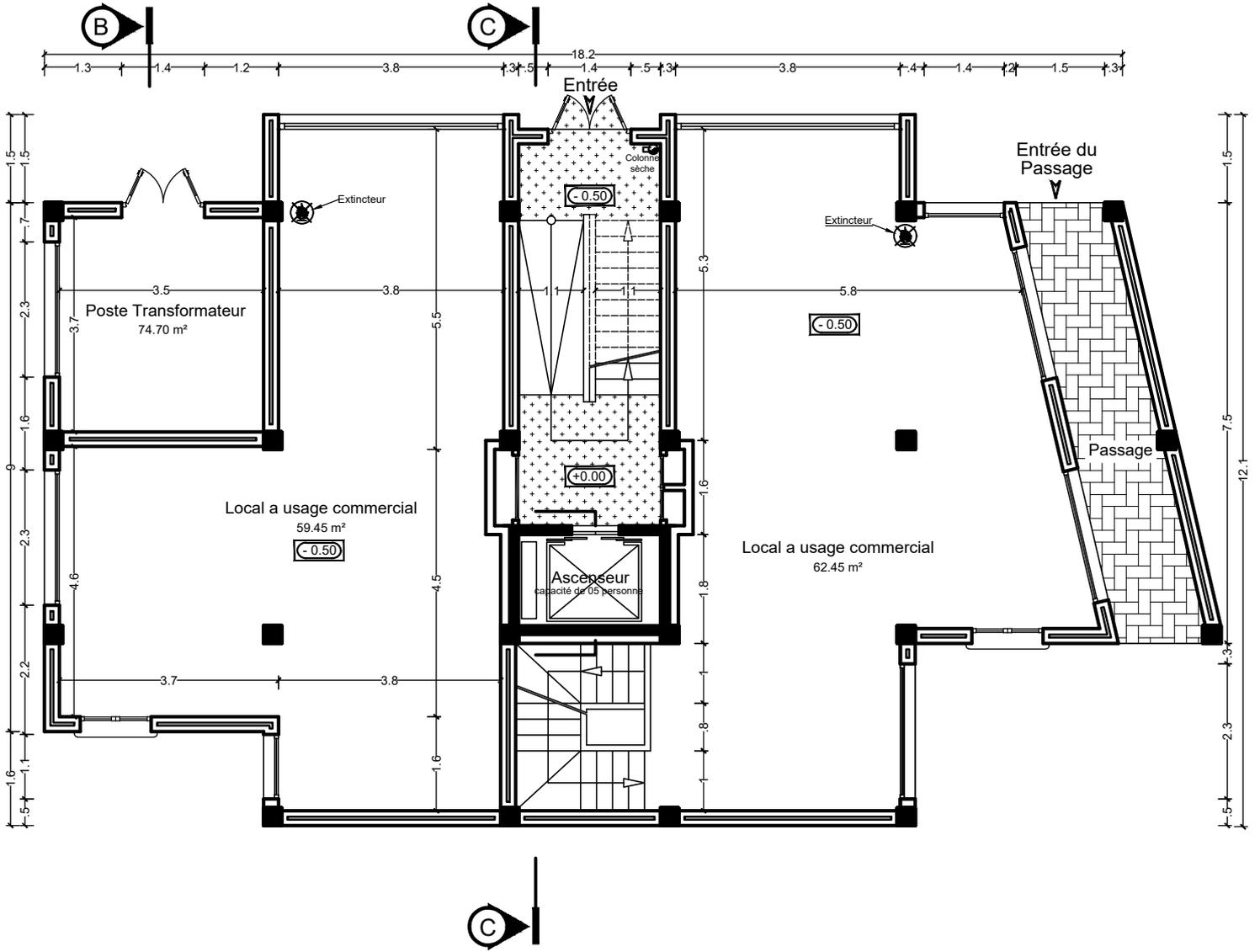


PLAN DE FONDATIONS

ECH: 1/100

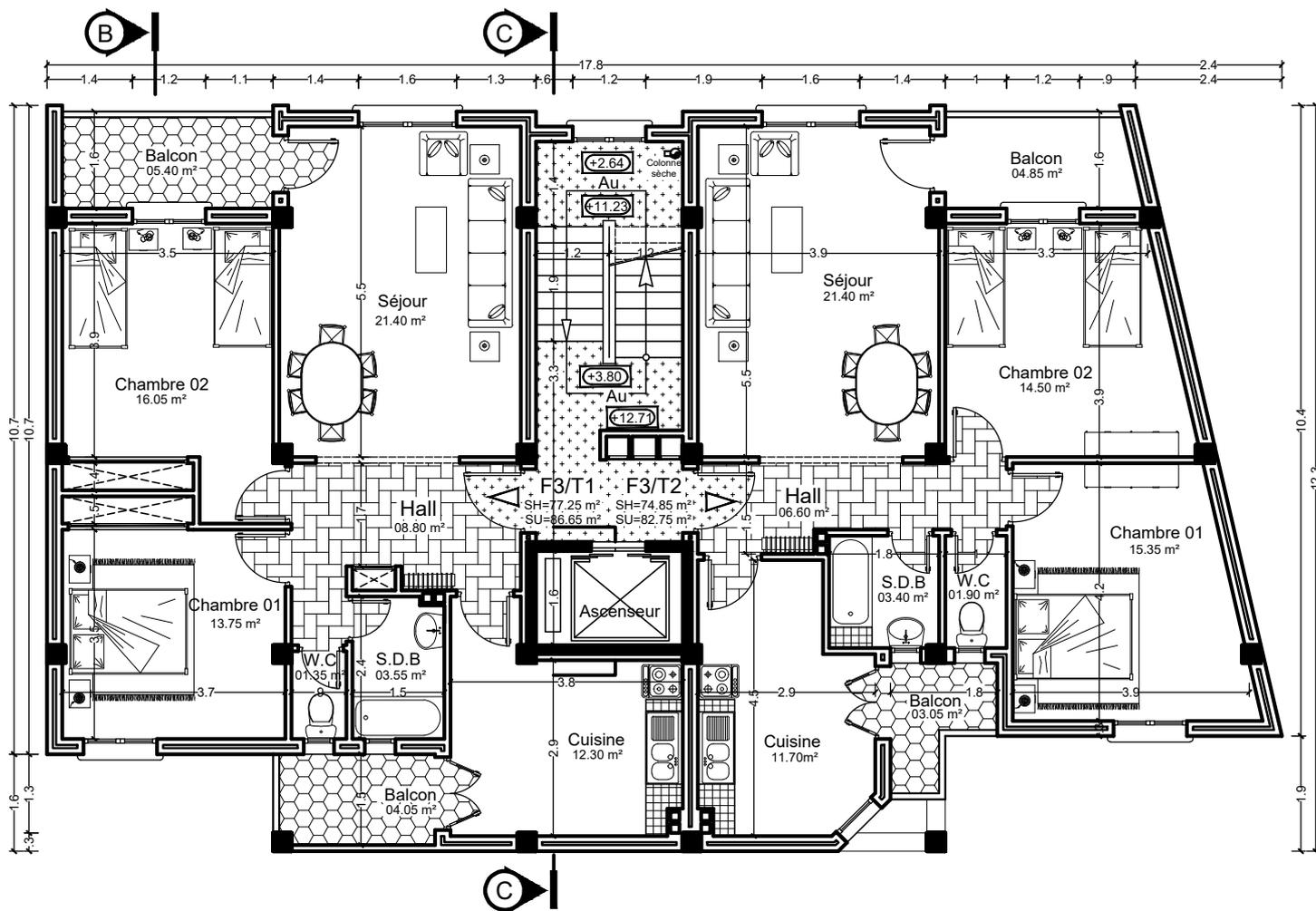


PLAN SOUS - SOL
ECH: 1/100



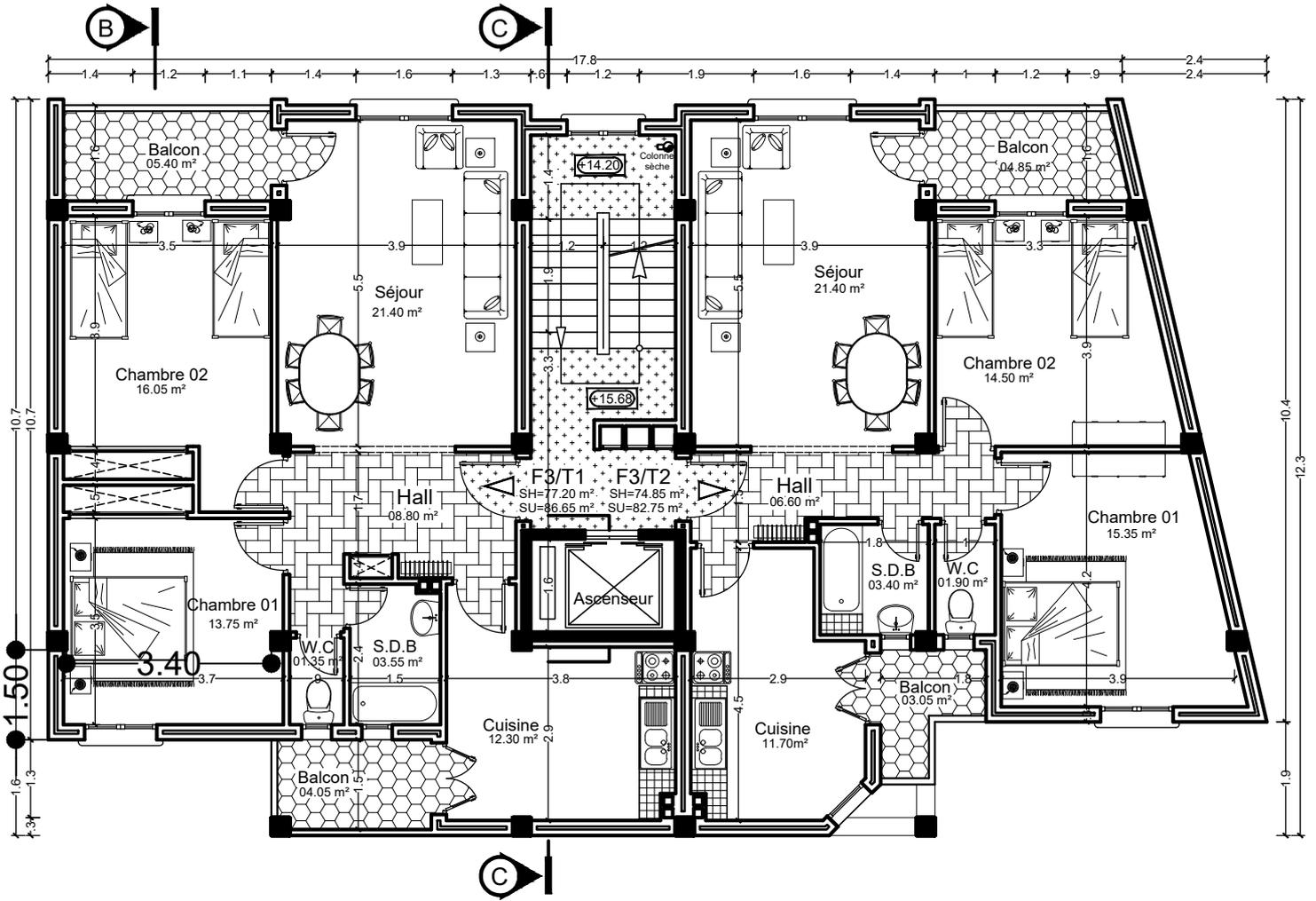
PLAN DU RDC

ECH: 1/100



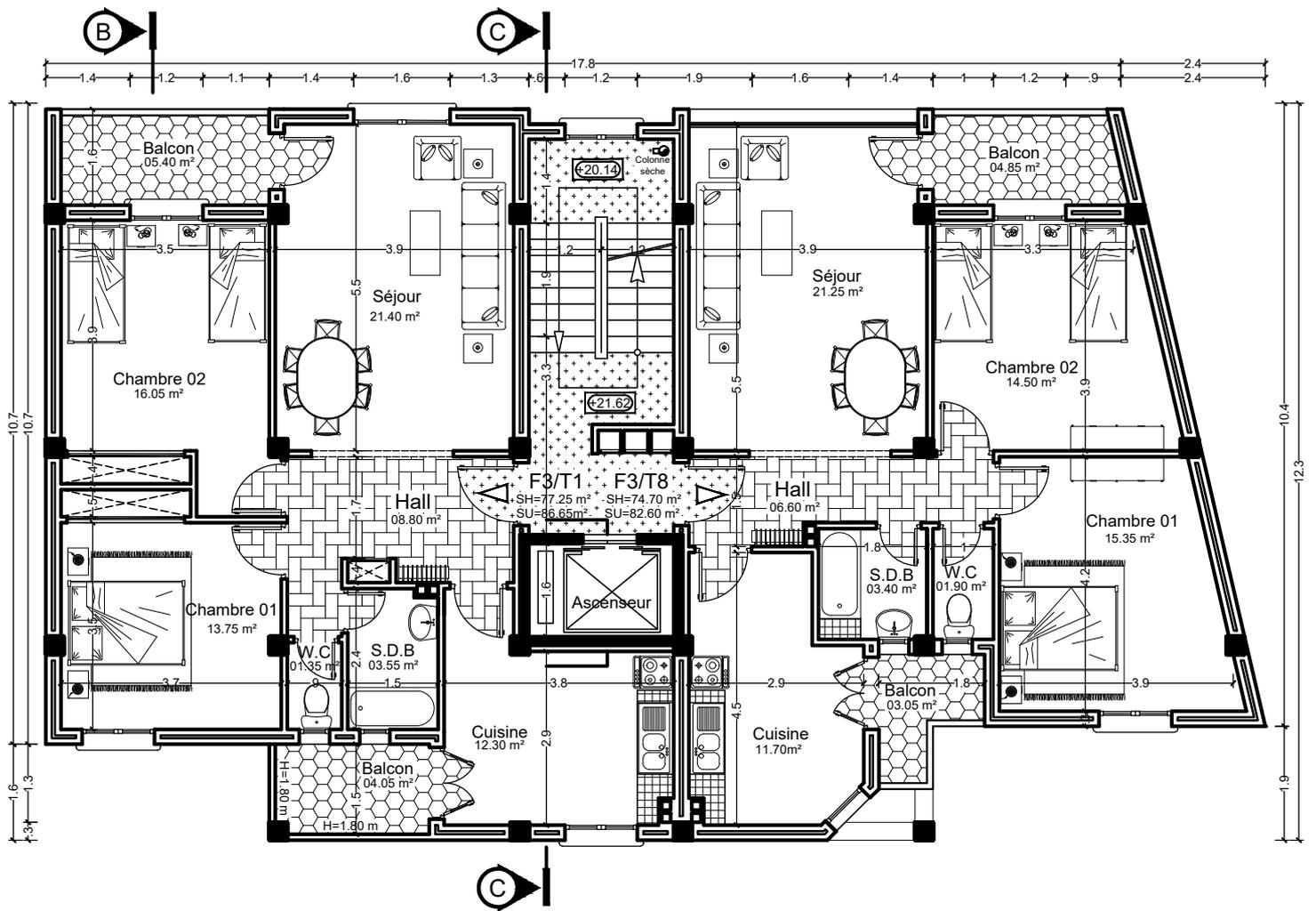
PLAN DU 1er AU 4ème ETAGE

ECH: 1/100



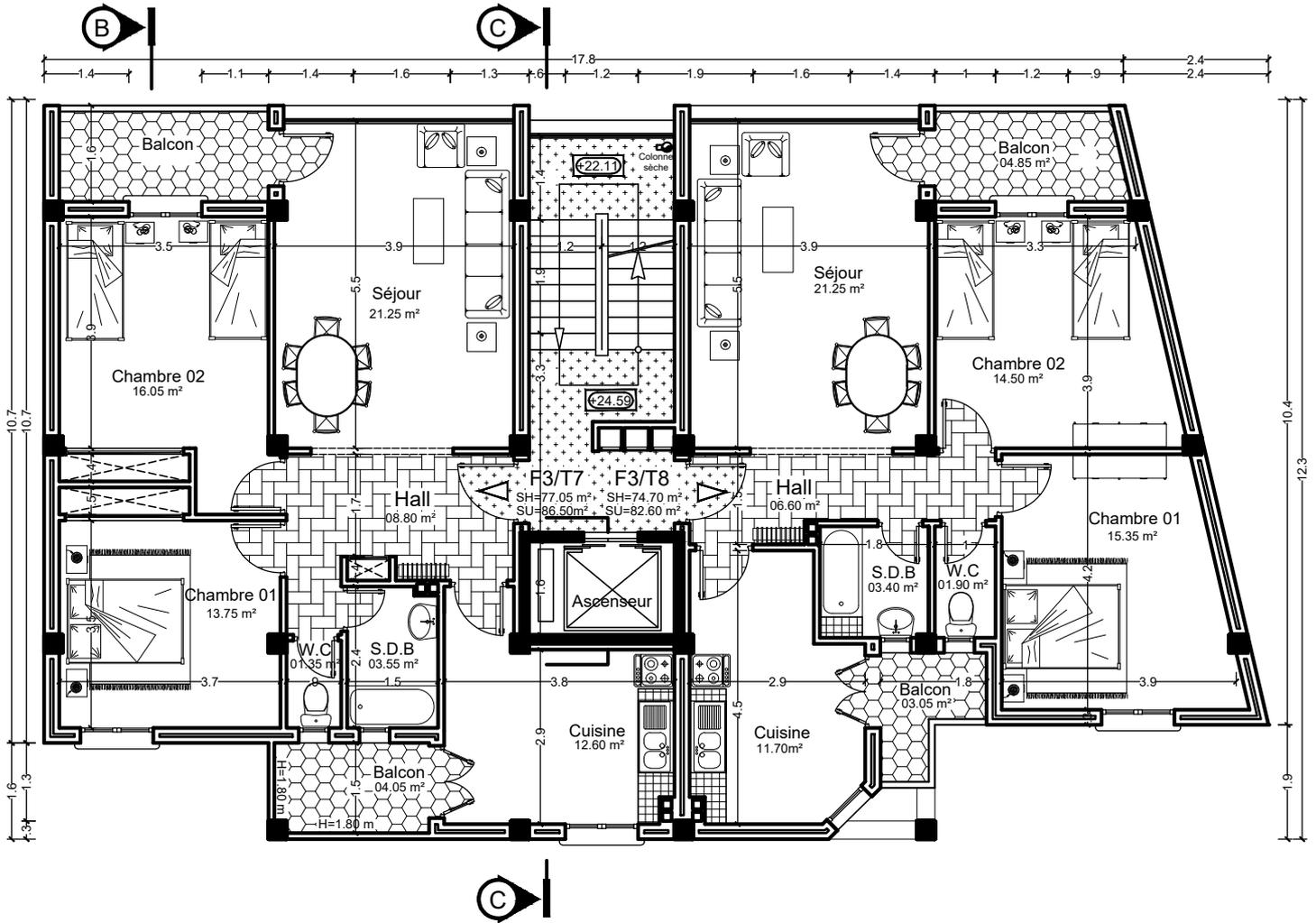
PLAN DU 5ème ETAGE

ECH: 1/100



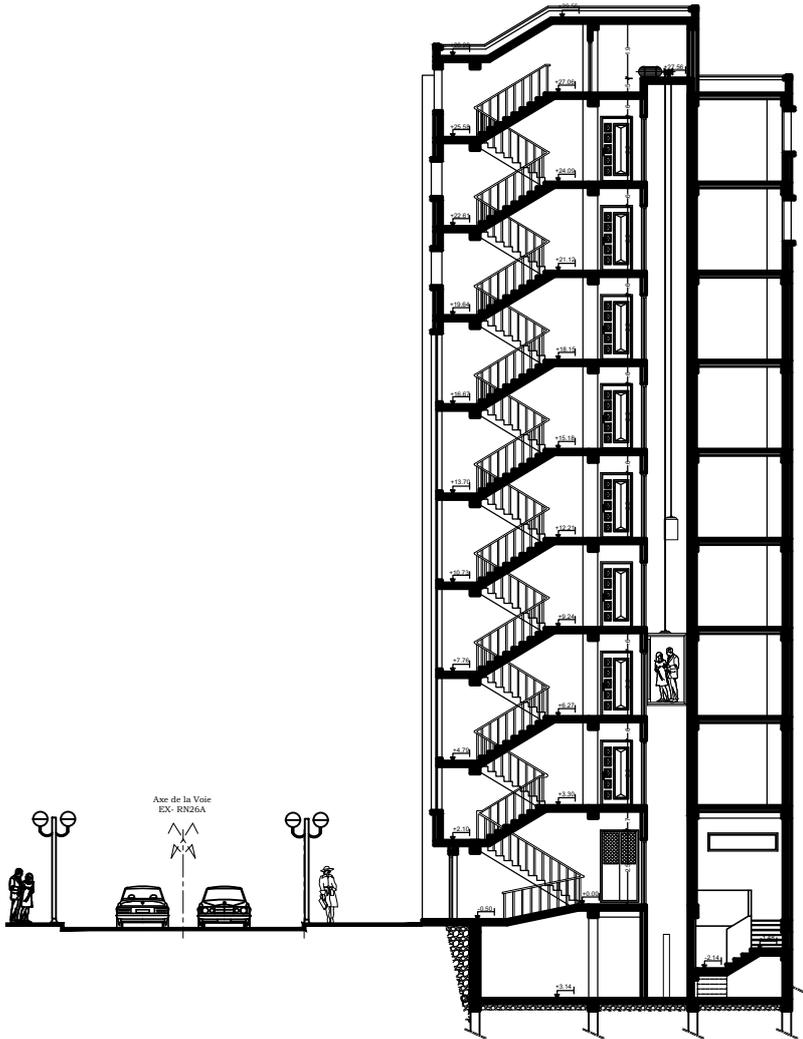
PLAN DU 7ème ETAGE

ECH: 1/100



PLAN DU 8ème ETAGE

ECH: 1/100



COUPE CC
ECH: 1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
BUREAU D'ARCHITECTURE ET DE SUIVI ARCOBAT
CITE 504 LOCTS-ARAFOU- AKBOU. W.BEJAIA
Tel / Fax : 034 35 35 21

B.
E.
T.
A.
R.
C.
O.
B.
A.
T.

WILAYA : BEJAIA
DAIRA : IFRI-OUZELLAGUEN
COMMUNE : OUZELLAGUEN
LIEU DIT: CHIKHOUNE
SECTEUR : SU28

DOSSIER : **DEMANDE DE PERMIS DE CONSTRUIRE**

PROJET: **REALISATION DE 28 LOGEMENTS
AVEC LOCAUX COMMERCIAUX**

PROPRIETAIRE : **Mr SAIGH Mohand Ameziane**

DESSINATEUR

BELLILA . Y

ARCHITECTE:

DJAHED . S

DATE :

{27/ 012/ 119}

PLANCHE N°:

{ARC. : 017/ 018}

INTITULE DES PLANS

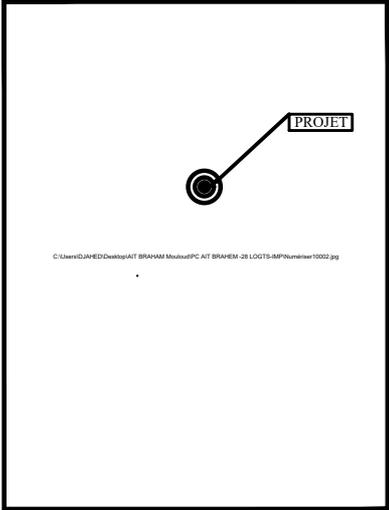
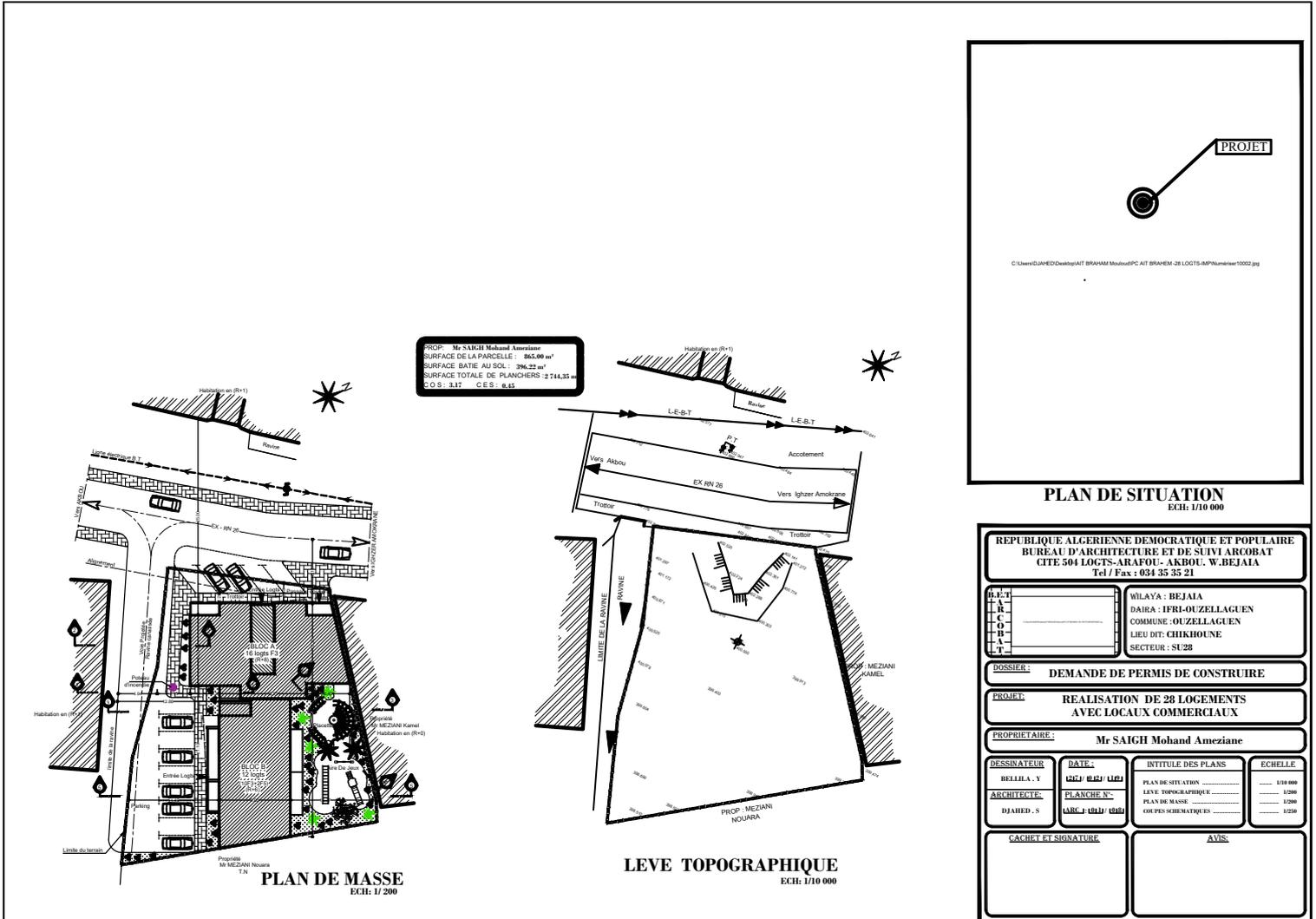
COUPE CC

ECELLE

..... 1/100

CACHET ET SIGNATURE

AVIS:



PLAN DE SITUATION
ECH: 1/10 000

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ARCHITECTURE ET DE SUIVI ARCOBAT CITE 504 LOGTS-ARAFOU- AKBOU- W.BEJAIA Tel / Fax : 034 35 35 21			
A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z	WILAYA : BEJAIA DAIRA : IFRI-OUZELLAGUEN COMMUNE : OUZELLAGUEN LIEU DIT: GHKHOUNE SECTEUR : SU28		
DOSSIER: DEMANDE DE PERMIS DE CONSTRUIRE			
PROJET: REALISATION DE 28 LOGEMENTS AVEC LOCAUX COMMERCIAUX			
PROPRIETAIRE: Mr SAIGH Mohand Ameziane			
DESSINATEUR BELLILA Y	DATE: 02/02/2012	INTITULE DES PLANS PLAN DE SITUATION LEVE TOPOGRAPHIQUE PLAN DE MASSE COUPES SCHEMATIQUES	ECHELLE 1/10 000 1/200 1/200 1/250
ARCHITECTE: DJAHED S	PLANCHON: 001/01/01/01		
CACHET ET SIGNATURE		AVIS	