

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة - 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : STRUCTURES

Thème

***Conception Et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment En Rez de
chaussé+7+2 Sous sol Contreventé par des Voiles et des Portiques
en Béton Armée***

Présenté par :

- SADI CHERIF IKRAM
- IAICHE ACHOUR SIHEM

Encadreur :

M^{me} C.CHERFA

Année universitaire : 2021/2022

Sommaire

Remerciements

Résumés

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I.	Introduction.....	2
II.	Présentation de l'ouvrage.....	2
II.1	Dimensions de l'ouvrage en élévation	2
II.2	Dimensions de l'ouvrage en plan.....	2
II.3	Conception de la structure.....	4
II.3.1	Ossature de l'ouvrage	4
II.3.2	Plancher.....	4
II.3.3	Poteau.....	4
II.3.4	Poutre.....	5
II.3.5	Classification du bâtiment	5
II.3.6	Maçonnerie	5
II.3.7	Revêtement	5
II.3.8	Escalier et ascenseur.....	6
II.3.9	Balcon.....	6
II.3.10	L'acrotère.....	6
II.3.11	Fondation.....	6
II.4	Caractéristiques des matériaux.....	6
II.4.1	Le béton	6
II.4.2	Acier	9
II.5	Hypothèses de calcul aux états limites :.....	11
II.5	Hypothèses de calcul.....	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

I. Introduction.....	12
II. Pré-dimensionnement des planchers.....	12
II.1 Plancher en corps creux.....	12
II.2 Plancher en dalle pleine	13
II.3 Évaluation Des Charges	13
II.3.1 Charge permanente.....	13
II.3.1 Charge exploitation.....	15
III. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux.....	16
III.1 Pré-dimensionnement des poutres	16
III.1.1 Poutre pour plancher a corps creux	16
III.1.2 Poutre pour plancher a dalle plein.....	17
III.2 Pré-dimensionnement des poteaux	17
IV. Pré-dimensionnement des voiles :.....	26
V. Conclusion	27

Chapitre III : Etude dynamique

I. Introduction	28
II. Modélisation de la structure.....	28
II.1 Introduction	28
II.2 Modélisation de la rigidité	28
II.3 Connectivité Sol/Structure.....	29
II.4 Modélisation de la masse.....	29
III. Conception du contreventement vertical.....	29
IV. Étude sismique.....	29
IV.1 Introduction	29
IV.2 Choix de la méthode de calcul	29
IV.2.1 La methode statique equivalente	30

IV.2.2 La methode modale spectrale.....	30
IV.2.3 Effort tranchant a la base	31
IV.2.4 Calcul de l'effort tranchant a la base par la methode statique equivalente..	31
IV.2.5 Estimation de la periode fondamentale de la structure	32
IV.2.6 Verification des displacement inter etage	33
IV.2.7 Organisation de a suite de l'analyse	34

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.

I. Introduction.....	54
II. Ferrailage des poteaux.....	54
II.1 Introduction	54
II.2 Combinaisons d'actions	54
II.3 Méthode de calcul	56
II.4 Ferrailage	56
II.4.1 Poteaux carrés	56
II.4.2 Poteaux circulaire	58
II.5 Choix d'armature	60
II.5.1 Poteaux carrés	60
II.5.2 Poteaux circulaire	60
II.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	61
II.6.1 Poteaux carrés	61
II.6.2 Poteaux circulaire	62
II.7 Vérification de la contrainte de cisaillement	62
II.7.1 Poteaux carrés	63
II.7.2 Poteaux circulaire	64
II.8 Ferrailage transversal des poteaux	64
II.8.1 Poteaux carrés	65
II.8.2 Poteaux circulaire	66
II.9 Ferrailage des poteaux du sous sol.....	67
II.9.1 Poteaux carrés	67
II.9.2 Poteaux circulaire	68

II.10 Dessin du ferrailage.....	69
II.10.1 Poteaux carrés	69
II.10.2 Poteaux circulaire	70
III. Ferrailage des poutres.....	72
III.1 Les combinaisons d'actions	72
III.2 Calcul du ferrailage.....	73
III.2.1 Poutre de palncher corps creux	73
III.2.2 Poutre de palncher dalle pleine	75
III.3 Vérification.....	76
III.3.1 Verifcation de condition de non fragilite	76
III.3.2 Verifcation des contraintes a L'esl	77
III.3.3 Verifcation de la contrainte de cisailment	81
III.3.3 Verifcation de la fleche	82
III.4 Calcul des armatures transversales	83
III.6 Arrêt des barres	83
III.7 Vérification thermique	84
III.8 Armature de peaux [2]	86
III.9 Dessin de ferrailage	86
III.9.1 Poutre de palncher corps creux	86
III.9.2 Poutre de palncher dalle pleine	88
IV. Ferrailage des voiles.....	91
IV.1 Généralité	91
IV.2 Introduction au ferrailage des voiles	92
IV.3 Justification sous sollicitations normales	93
IV.3.1 Condition d'application	93
IV.3.2 Longueur de flambement	93
IV.3.3 Effort de compression en ELU	94
IV.3.4 Niveaux de verifcation	94
IV.3.5 Acier minimaux	96

IV.4 Procédure de ferrailage des trumeaux.....	97
IV.4.1 Introduction	97
IV.4.2 Methode simplifie basee sur les contrainte	97
IV.4.3 Preconisation du RPA	99
IV.5 Dessin de ferrailage :	106
IV.6 Procédure de ferrailage des linteaux :	108
IV.7 Dessin de ferrailage	113

Chapitre VII : Etude des fondations

I. Introduction.....	114
II. Calcul des fondations.....	114
II.1 Introduction	115
II.2 Pré-dimensionnement du radier	115
II.2.1 Dalle	115
II.3 Pré-dimensionnement des nervures.....	116
II.3.1 Largeur de la nervure	116
II.3.1 Hauteur de la nervure	116
II.4 Caractéristiques Géométrique du Radier	117
II.4.1 Vérification nécessaire	118
III. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	129
III.1 Pré-dimensionnement.....	129
III.2 Évaluation des Charges	129
III.3 Effort dans la dalle	130
III.4 Calcul du Ferrailage	130
III.5 Vérification nécessaire	131

Conclusion générale

Référence

Organigrammes

Annexe

Annexe A134
Annexe B149
Annexe C156
Annexe D166
Annexe E172

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice M^{me} CHERFA, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de MASTER en Génie Civil.

Nous remercions nos très chers parents, nos sœurs et frères qui ont toujours été là pour nous et pour leurs encouragements.

ملخص:

هذه المذكرة تهدف أساسا إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من سبعة طوابق، ذات طابع سكني وطابقين تحت الارض، هذا المشروع متواجد في ولاية البليدة والمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل *RPA99 ver 2003*.
حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقا لقوانين (*BAEL91 Modifié 99*), (*RPA99ver2003*) و(*CBA93*).

تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل *ETABS V18.1.1*.
تم تسليح الروافد والأعمدة باستعمال *SOCOTEC*، وتمت الفحوصات والمراجعة بنفس البرنامج.
تم دراسة الجدران الخرسانية بواسطة طريقة الإجهادات المبسطة.
وبخصوص الأساس، فضلنا تقنية اللبشة والتي تم حسابها بالطريقة الكلاسيكية.
الكلمات المفتاحية: نشاط زلزالي؛ اللبشة؛ الجدران الخرسانية؛ الأعمدة؛ التحليل الديناميكي؛ هيكل؛ الروافد
RPA99 ; BAEL91 ; CBA93

Résumé :

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R+7+2 sous-sol implanté dans la wilaya de Blida qui est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003*.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs à été fait conformément au *BAEL91 Modifié 99*, *RPA99 ver2003* et au *CBA93*.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse *ETABS V18.1.1*.

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel *SOCOTEC*, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par la méthode simplifiée basé sur les contraintes.

Pour la fondation on a opté pour un radier qui a été calculé par la méthode classique.

Mots clés : Radier ; les voiles ; zone sismique ; les poteaux ; les poutres ; *CBA93 ; RPA99 ; BAEL91*.

Abstract:

This thesis is studying in (R+7+2SS) building located in Blida which is classified in the third seismic area according to *RPA99 modified on 2003*.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations *BAEL91 modified on 99*, *RPA99 modified on 2003* and *the CBA93*.

Dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" *ETABS V18.1.1*.

The pillars and beams reinforcement has been done with *SOCOTEC program*; checks were carried out by the same program.

The shear walls were studied by the simplified constraint-based method

For the foundation, we decided to use slab foundation which was calculated by the conventional method.

Key words: The structure, seismic area, structural elements, shear walls, reinforcements, slab foundation , *CBA93*, *RPA99*, *BAEL91*.

Liste des figures

Figure I. 1: Vue en 3D de la structure.....	3
Figure I.2: Vue en plan de la structure.....	3
Figure I.3: Schéma Plancher en corps creux.....	4
Figure I.4: Brique creuse.....	5
Figure I.5: Escalier à 2 volées.....	6
Figure I.6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	8
Figure I. 7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	9
Figure I.8: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	10
Figure II.1. Schéma de l'acrotère.....	15
Figure II.2 : Section réduite du poteau.....	19
Figure II.3 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités.....	21
Figure II.4 : Schéma voile.....	26
Figure III.1 : Vue en 3D de la structure du Modèle 1.....	34
Figure III.2 : Vue en plan du Modèle 1.....	35
Figure III.3 : Vue en 3D de la structure du Modèle 2.....	38
Figure III.4 : Vue en plan du Modèle 2.....	39
Figure III.5 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final.....	43
Figure III.6 : Vue en plan du Modèle Final (du RDC au 4^{ème} étage).....	43
Figure III.7 : Vue en plan des 3 derniers niveaux du Modèle Final (du 5^{ème} au 7^{ème} étage).....	43
Figure III.8 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final.....	44
Figure III.9 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final avec linteau.....	49
Figure III.10 : Vue en plan du modèle final avec linteau du RDC au 4^{ème} étage.....	49
Figure III.11 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final avec linteaux rajoutés.....	50
Figure IV.1 : Zone nodale.....	56
Figure IV.2 : Dessin de ferrailage des poteaux carrés.....	70

Figure IV.3 : Dessin de ferrailage des poteaux circulaires.....	71
Figure IV.4 : Arrêt de barre.....	84
Figure IV.5 : Poutre (terrasse & étage courant).....	85
Figure IV.6 : Dessin de ferrailage des poutres porteuses.....	87
Figure IV.7 : Dessin de ferrailage des poutres non porteuses.....	88
Figure IV.8 : Dessin de ferrailage des poutres principales	89
Figure IV.9 : Dessin de ferrailage des poutres secondaires	90
Figure IV.10 : éléments soumis à la flexion composée.....	92
Figure IV.11 : définition de l'élément mur.....	93
Figure IV.12: Discrétisation d'un voile en un élément (maille) coque.....	98
Figure IV.13:disposition des armatures verticales dans les voiles	99
Figure IV.14 : Repérage des voiles.....	100
Figure IV.15 : Dessin de ferrailage de voile 1 et 1' du RDC-2^{ème}	106
Figure IV.16 : Dessin de ferrailage de voile 1 et 1' du 3^{ème} -4^{ème}	107
Figure IV.17: Dessin de ferrailage de voile 3 et 3' du RDC	107
Figure IV.18: Dessin de ferrailage de voile 3 et 3' du 1^{er} -4^{ème}	107
Figure IV.19: Dessin de ferrailage de voile 2 et 2' du RDC-1^{er}	107
Figure IV.20 : Dessin de ferrailage de voile 2 et 2' du 2^{ème} -4^{ème}	108
Figure IV.21 : Linteaux du voile 1 et 1'	111
Figure IV.22 : dessin de ferrailage linteaux type.....	113
Figure V.1: Schéma du radier nervuré	115
Figure V.2 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	124
Figure V.3 : Dessin de ferrailage de la nervure 65x160cm² dans les deux sens.....	127
Figure V.4 : Schéma statique des débords.....	127
Figure V.5 : Ferrailage de la dalle du débord.....	129
Figure V.6 : Ferrailage de voile périphérique.....	133

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher corps creux.....	16
Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher dalle pleine.....	17
Tableau II.3: dégression des surcharges d'exploitations.....	21
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux central carré.....	22
Tableau II.5 : vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux centrales carre.....	22
Tableau II.6: Choix des sections des poteaux de rive carré.....	23
Tableau II.7: vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux de rive carre.....	23
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux d'angle carré.....	24
Tableau II.9 : vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle carre.....	24
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux centraux circulaires.....	25
Tableau II.11: vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux centraux circulaires	25
Tableau II.12 : Choix final des sections des poteaux.....	26
Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q.....	33
Tableau III.2 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux de modèle 1.....	35
Tableau III.3 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 1.....	36
Tableau III.4 : Vérifications des déplacements inter-étage du Modèle 1.....	37
Tableau III.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle 1.....	38
Tableau III.6 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux carres et circulaires du Modèle 2.....	39
Tableau III.7 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 2.....	40
Tableau III.8 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.....	41
Tableau III.9 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle 2.....	41
Tableau III.10 : L'influence de la suppression des voiles des derniers niveaux sur la structure du Modèle 2.....	42
Tableau III.11 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et les dimensions des poteaux du Modèle Final.....	44

Tableau III.12 : Période et facteurs de participation massique du Modèle Final.....	45
Tableau III.13 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle Final.....	46
Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle Final.....	46
Tableau III.15 : Justification des voiles sous charge vertical du Modèle Final.....	47
Tableau III.16 : Pourcentage des efforts tranchants duent aux charges horizontales repris par les Portique du Modèle Final.....	47
Tableau III.17 : L'influence d'épaisseurs des voiles sur la rigidité latérale la structure.....	48
Tableau III.18 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et des linteaux.....	50
Tableau III.19 : Période et facteurs de participation massique du Modèle Final avec linteaux.....	51
Tableau III.20 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final avec linteau.....	52
Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle Final avec linteau.....	52
Tableau III.22: Justification des voiles sous charge vertical du Modèle Final avec Linteau.....	53
Tableau III.23 : Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques pour le modèle finale avec linteau.....	53
Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	54
Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux carré situations durable.....	56
Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle (0,8G±E).....	57
Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle (G+Q+E).....	57
Tableau IV.5 : Ferrailages des poteaux circulaires situations durable.....	58
Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux circulaire situations accidentelle (G+Q+E)...	59
Tableau IV.7 : Ferrailages des poteaux circulaires situations accidentelle (0,8G±E)..	59
Tableau IV.8 : Choix des armatures des poteaux carrées.....	60
Tableau IV.9 : Choix des armatures des poteaux circulaires.....	60
Tableau IV.10 : Vérifications des contraintes des poteaux carrés.....	61
Tableau IV.11 : Vérifications des contraintes des poteaux circulaire.....	62
Tableau IV.12 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.	63

Tableau IV.13 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires	64
Tableau IV.14: Espacement des cadres des poteaux carrés.....	65
Tableau IV.15: Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	66
Tableau IV.16: Espacement des cadres des poteaux circulaires.....	66
Tableau IV.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires.....	66
Tableau IV.18: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (a L'ELU).....	73
Tableau IV.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (G+Q±E).....	73
Tableau IV.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (0.8G±).....	73
Tableau IV.21: Choix d'armature pour les poutres porteuses 30x50.....	73
Tableau IV.22: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (a l'ELU).....	74
Tableau IV.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (G+Q±E).....	74
Tableau IV.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (0.8G±E).....	74
Tableau IV.25: Choix d'armature pour les poutres non porteuses 30x45.....	74
Tableau IV.26: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45 (a L'ELU).....	75
Tableau IV.27: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45(G+Q±).....	75
Tableau IV.28: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45 (0.8G±E)	75
Tableau IV.29: Choix d'armature pour les poutres secondaires 30x45.....	75
Tableau IV.30: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (a L'ELU).....	76
Tableau IV.31: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (G+Q±E).....	76
Tableau IV.32: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (0.8G±E).....	76
Tableau IV.33: Choix d'armature pour les poutres principales 30x65.....	76
Tableau IV.34: Vérification des conditions de non-fragilité des poutres	77
Tableau IV.35: Vérification des conditions a L'ELS des poutres 30x50.....	77
Tableau IV.36: Correction des sections de béton et d'acier des poutres 30x55.....	78
Tableau IV.37: Vérification après correction de la section de béton et d'acier des poutres 30x55.....	78
Tableau IV.38: Vérification des contraintes à l'ELS poutres non porteuses 30x45.....	78
Tableau IV.39: Correction des sections d'armature des poutres non porteuses 30x45..	78
Tableau IV.40: Vérification des nouveaux choix d'armature à L'ELS des poutres non porteuses 30x45.....	79

Tableau IV.41: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 30x45....	79
Tableau IV.42: Correction des sections d'armature des poutres secondaires 30x45.....	79
Tableau IV.43: Vérification des nouveaux choix d'armature a L'ELS des poutres secondaires 30x45.....	79
Tableau IV.44: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 30x65....	80
Tableau IV.45: Correction des sections d'armature des poutres principales 30x65.....	80
Tableau IV.46: Vérification après correction des nouvelles sections a L'ELS des poutres principales 30x65.....	80
Tableau IV.47: Choix finale d'armature des poutres	81
Tableau IV.48: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses 30x55.....	81
Tableau IV.49: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses 30x45.....	82
Tableau IV.50: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires 30x45.....	82
Tableau IV.51: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales 30x65.....	82
Tableau IV.52: Vérification de la flèche des poutres.....	82
Tableau IV.53: Choix d'armature transversale des poutres.....	83
Tableau IV.54: La longueur minimale de recouvrement.....	83
Tableau IV.55: Vérification thermique des poutres	86
Tableau IV.56: Valeur de (I_f/I).....	94
Tableau IV.57: Calcul de σ_{ulim}.....	95
Tableau IV.58: Acier verticaux et horizontaux	96
Tableau IV.59: Acier transversaux	96
Tableau IV.60: Longueur et épaisseurs des voiles.....	101
Tableau IV.61: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour les voiles.....	101
Tableau IV.62: Calcul des armatures verticales détaillé de RDC voiles V_3 et V'_3.....	102
Tableau IV.63: Armatures verticales Etage courant & RDC du V_3 et V'_3.....	104
Tableau IV.64: Choix de la section minimale	104
Tableau IV.65: Armatures verticales V_2 et V'_2.....	105

Tableau IV.66: Armatures verticales V1 et V'1.....	105
Tableau IV.67: calcul des aciers de coutures des voiles.....	106
Tableau IV.68: calcul des aciers horizontaux des voiles.....	106
Tableau IV.69:calcul des armatures diagonales des linteaux.....	112
Tableau IV.70: calcul de ferrailage des linteaux.....	113
Tableau V.1 : Calcul de la hauteur de la nervure.....	117
Tableau V.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	120
Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	120
Tableau V.4 : Calcul des moments à l'ELU.....	122
Tableau V.5 : Calcul des moments à l'ELS.....	122
Tableau V.6 : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	122
Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans la dalle de radier.....	123
Tableau V.8 : Redimensionnement des armatures dans la dalle du radier.....	123
Tableau V.9 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'armatures.....	124
Tableau V.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	124
Tableau V.11 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	125
Tableau V.12 : Vérification des contraintes.....	125
Tableau V.13 : Redimensionnement des Armatures.....	125
Tableau V.14 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.....	126
Tableau V.15 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier dans le débord.....	128
Tableau V.16 Ferrailage du Voile Périphérique.....	131
Tableau V.17 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique	132
Tableau V.18 : Redimensionnement des armatures du voile périphérique.....	132
Tableau V.19 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique après augmentation des sections d'armature.	132

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone,
A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
ϕ	Diamètre des armatures.
φ	Angle de frottement.
Q	Charge d'exploitation.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement.
τ	Contrainte tangentielle.
β	Coefficient de pondération.
σ_{sol}	Contrainte du sol.
σ_m	Contrainte moyenne.
G	Charge permanente.
ξ	Déformation relative.
V_0	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$	Etat limite ultime.
$E.L.S$	Etat limite service.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	Effort tranchant ultime.
T	Période.
S_i	Espacement.
λ	Elancement.
F	Force concentrée.
f	Flèche.
\bar{f}	Flèche admissible.
L	Longueur ou portée.
L_f	Longueur de flambement.

d :	Hauteur utile.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
f_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
Y :	Position de l'axe neutre.
A_g :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
δ_{ek} :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
λ :	Elancement.
A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_s :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.

β	: Coefficient de pondération.
σ_{sol}	: Contrainte du sol.
σ_m	: Contrainte moyenne.
G	: Charge permanente.
ξ	: Déformation relative.
V_0	: Effort tranchant a la base.
$E.L.U$: Etat limite ultime.
$E.L.S$: Etat limite service.
N_{ser}	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	: Effort tranchant ultime.
T	: Période.
S_t	: Espacement.
λ	: Elancement.
F	: Force concentrée.
f	: Flèche.
\bar{f}	: Flèche admissible.
L	: Longueur ou portée.
L_f	: Longueur de flambement.
d	: Hauteur utile.
F_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
M_u	: Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	: Moment à l'état limite de service.
M_t	: Moment en travée.
M_a	: Moment sur appuis.
M_0	: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I	: Moment d'inertie.
f_i	: Flèche due aux charges instantanées.
f_v	: Flèche due aux charges de longue durée.
M	: Moment, Masse.
E_{ij}	: Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	: Module d'élasticité différé.
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K	: Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

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

λ : Elancement.

A : Coefficient d'accélération de zone,

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

V.L.N.A : Vibration libre non amortie.

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

GENERALITES SUR LES OUVRAGES

Parmi les ouvrages génie civil on distingue qui sont des constructions d'une certaine importance servons d'abri ou de logements ; ils se composent de deux partie principales :

✓ SUPERSTRUCTURE

Parties d'une construction située au-dessus du sol. Elle comporte deux types d'éléments :

Eléments non - structuraux

Eléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (dalle, acrotère et escalier)

Eléments structuraux

Elément principaux : élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux et voiles)

Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

✓ INFRASTRUCTURE

Ensemble constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels, et le système de fondations qui doivent former un ensemble résistant et rigide.

La conception parasismique est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet en zone sismique. Pour les bâtiments, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagées.

On retient les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'une étude plus approfondis.

Cette opération fait appel aux connaissances de l'ingénieur et son expérience, et ne peut être automatisée à cause de la variété et la complexité des problèmes à résoudre, et l'évolution incessante des types d'ouvrage.

La conception d'un bâtiment a de nombreux paramètres particulièrement liés au site, à l'urbanisme, au pays, et d'autres données.



Chapitre I
Présentation de l'ouvrage



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I. Introduction

Dans ce projet fin d'études nous étudions un bâtiment en béton armé composé d'un RDC+7 étages avec 2 sous-sols, à usage d'habitation situé dans la commune de Béni-Mered dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003).

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- 1- Le pré-dimensionnement des éléments principaux et le calcul des éléments secondaires.
- 2- L'étude sismique du bâtiment.
- 3- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles) et secondaires (poutrelle, dalle pleine, balcon, acrotère, escalier).
- 4- Calcul des fondations.

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Le C.B.A.93 et le BAEL 91 modifiée 99.

Il est à note que les éléments secondaires du bâtiment étudié on était calculé, n'est au moins leurs calcule est donnés en annexe

II. Présentation de l'ouvrage

A l'origine le projet qui nous a été confié est une Résidence de 192 Logements. Dans un but purement éducatif, nous avons supprimé 2 joints sismique et avons apporté quelques modification sur les longueurs des travées et hauteurs d'étages , ce qui a aboutis à un bloc unique dont les dimensions sont données dans les paragraphes suivants (voir fig I.1; fig I.2) :

II.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 26.69m$.
- Hauteur s.sol 1 et s.sol 2 $H_{SS} = 4.08m$.
- Hauteur rez-de-chaussée $H_{RDC} = 4,08m$.
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,23 m$.

II.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan suivant **X** $L = 41.7m$.
- Longueur totale en plan suivant **Y** $L = 41.7m$.

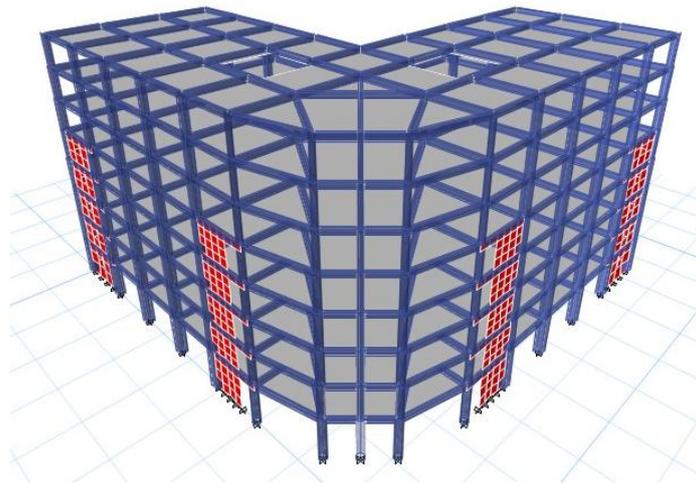


Figure I. 2: Vue en 3D de la structure.

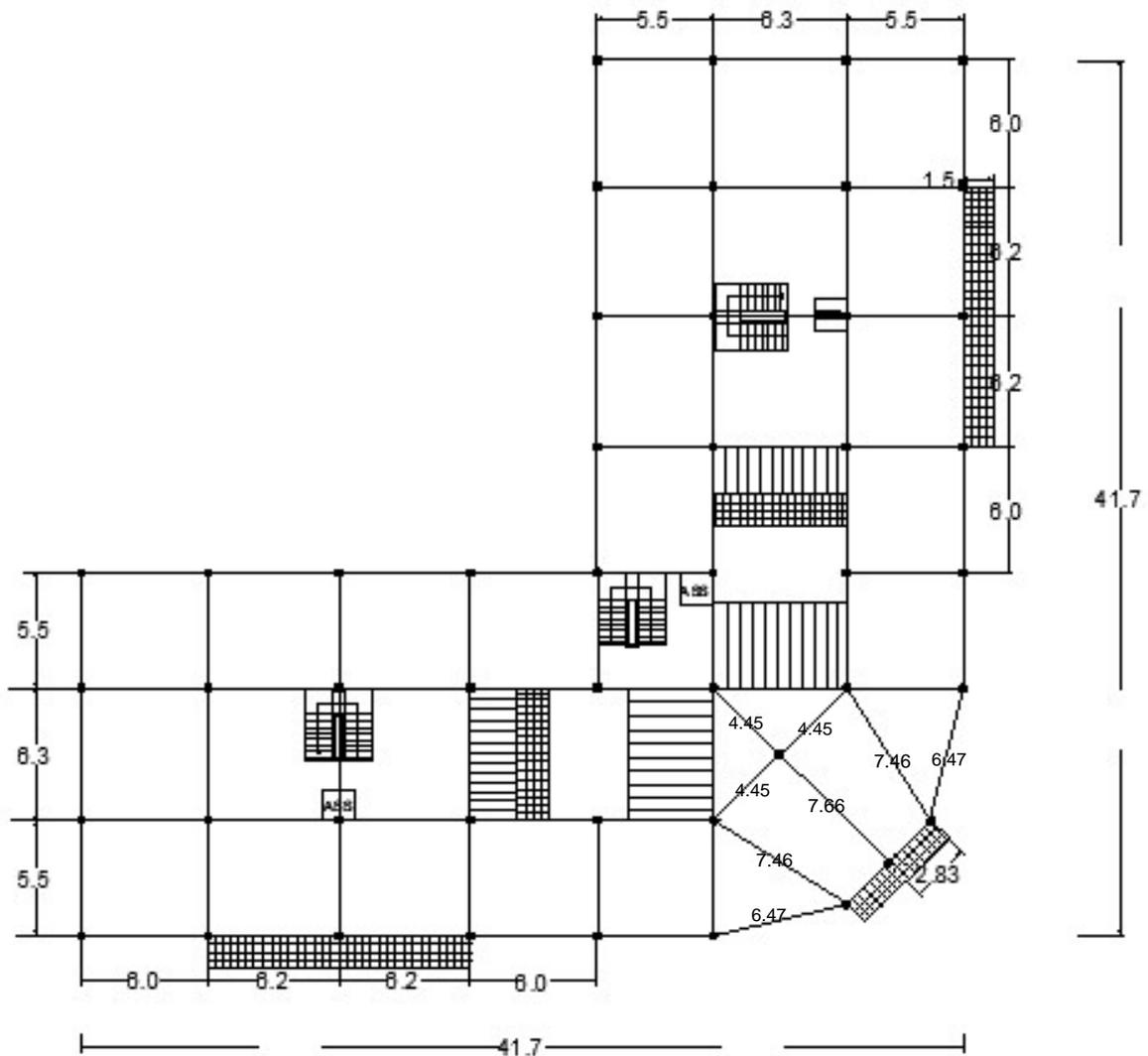


Figure I.2: Vue en plan de la structure.

II.3 Conception de la structure

II.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

II.3.2 Planchers

Deux types de planchers seront utilisés dans le bâtiment :

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

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de **65 cm** de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

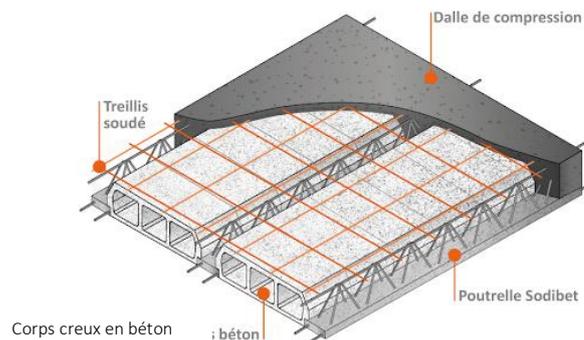


Figure 1.5: Schéma Plancher en corps creux

- **Planchers dalle pleine :**

Certains panneaux du plancher sont de formes irrégulières, ils seront réalisés par des dalles pleines.

II.3.3 Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Deux types de poteaux seront utilisés dans ce bâtiment :

- Poteaux carrés
- Poteaux circulaires

II.3.4 Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Plancher dalle pleine :

Poutres principales.
Poutres secondaires.

- Plancher corps creux :

Poutres porteuses.
Poutres non porteuses.

II.3.5 Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le **RPA**, car il est uniquement à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

II.3.6 Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **15 cm** d'épaisseur avec une âme d'air de **10 cm (15+10+15)**.

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I.4: Brique creuse

II.3.7 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

II.3.8 Escaliers et Ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

On a 1 type d'escalier :

- Escaliers à 2 volées.

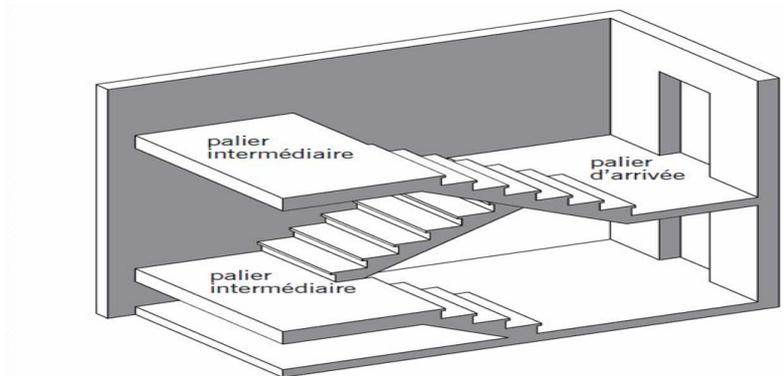


Figure I.5: Escalier à 2 volées

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du 2^{ème} sous-sol au 7^{ème} étages.

II.3.9 Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

II.3.10 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 75 cm.

II.3.11 Fondation :

La structure est implantée sur **un sol meuble**, de contrainte admissible de 1.8 bars.

II.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

II.4.1 Le Béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton :

• **Résistance à la compression :**

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge f_{c28} . [3]

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($\varnothing = 16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre $h = 32$ cm

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25$ MPa.

• **Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation : [3]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

a. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

b. Module de déformation instantanée " E_{ij} " :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures [3]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} " :

Pour des charges de longue durée d'application [3],

on à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

• **Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = ((\Delta d / d)) / ((\Delta L / L))$ Avec : $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale

Les valeurs de ce coefficient sont données par **BAEL 91m99** :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

• **Poids volumique :**

On adopte la valeur : $\rho = 25$ kN/m³

- **Les contraintes Limites :**

- 1. Les contraintes à l'Etat limite ultime « E.L.U » :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_b \times \theta} \quad [3]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14.17 \text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles. $f_{bu} = 18.48 \text{MPa}$

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges.

- $\Theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\Theta = 0,9$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\Theta = 0,85$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

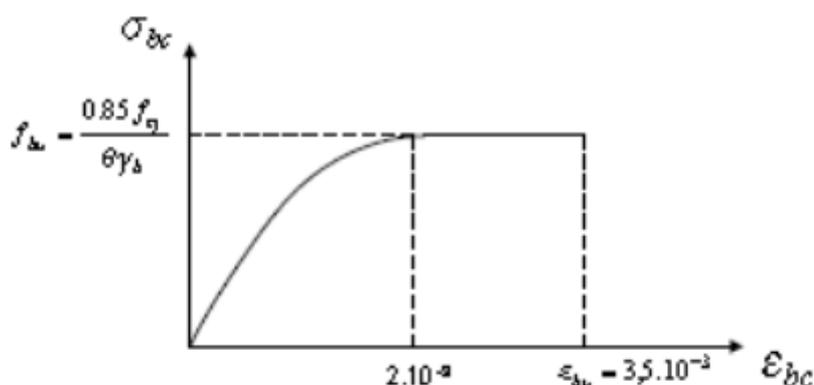


Figure I.6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ($2\% < \epsilon_{bc} < 3.5\%$) ;

- 2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S » :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

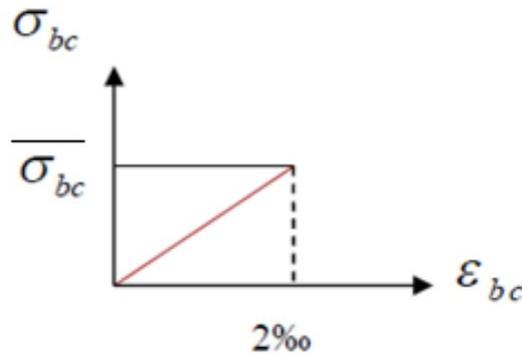


Figure I. 7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

II.4.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Dans cette étude nous avons décidé de travailler avec un acier de nuance **FeE400**.

- **Les treillis soudés (TR) :**

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles.

- **Bars de haute adhérence et haute limite élastique (HA): FeE400**

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence.

A. Module d'élasticité des aciers :

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad [3]$$

B. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime ELU :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de **la figure (I.8)**.

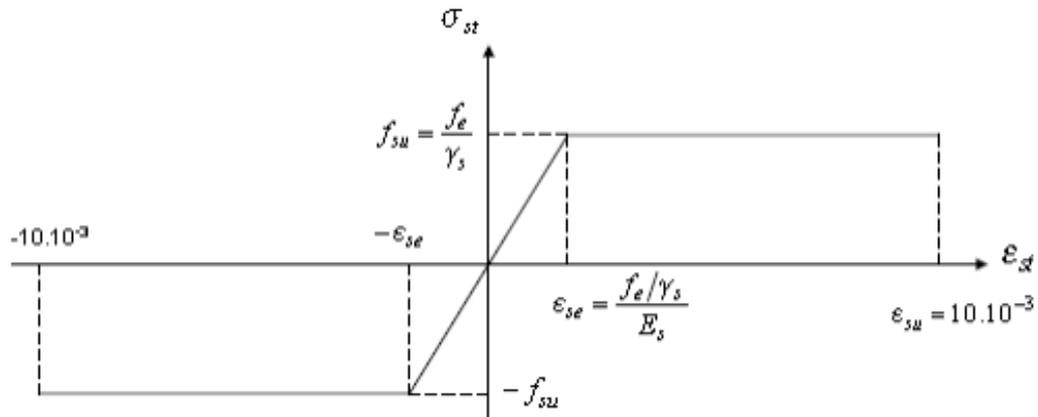


Figure I.8: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'acier $= f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{f_{tj}\eta}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_s \leq \min (f_e/2 ; 90\sqrt{f_{tj}\eta})$.

η : Coefficient de fissuration.

- ✓ $\eta = 1$ pour les ronds lisses (**RL**).
- ✓ $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (**HA**). Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- ✓ $\eta = 1.3$ pour les aciers à haute adhérence $< 6\text{mm}$

C. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport : $n = \frac{E_b}{E_s} = 15$

n : Le coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

II.5 Hypothèses de calcul aux états limites :

II.5.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

Chapitre II
Pré-dimensionnement

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

I. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le **RPA99 version 2003**, **CBA93** et le **BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants.
- Planchers en dalle pleine pour les sous-sols, les balcons et certaines parties des planchers qui ont des formes irrégulières.

II.1 Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées de corps creux et dalles de compression minces en béton armé.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ [2]

L : la portée de la poutrelle mesurée au nu des appuis.

On a: $L = 620 - 30 = 590$ cm

$$23.6\text{cm} < h_t < 29.5\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = d+e=25\text{cm}$$

d=20cm (hauteur du corps creux)

e=5cm (épaisseur de la dalle de compression)

II.2 Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Condition de sécurité contre l'incendie**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique**

Selon les règles de « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes « **BAEL91/modifié 99** »

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

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

Dans notre cas : $L_x = 2.83 \text{ m}$

$$\frac{283}{50} \leq e \leq \frac{283}{40} \Rightarrow 5.66 \leq e \leq 7.075 \Rightarrow e = 6 \text{ cm.}$$

Balcons :

Et aussi : $L_x = 1.5 \text{ m}$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3 \leq e \leq 3.75 \Rightarrow e = 3.5 \text{ cm.}$$

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$.

II.3 Évaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charge permanente

1- Plancher Terrasse Inaccessible

• **Planchers à corps creux**

- Gravieron de protection (e = 5 cm ; ρ = 17kN/m³)..... 0,85kN/m²
- Étanchéité multicouches (e = 2 cm ; ρ = 6kN/m³) 0,12kN/m²
- Forme de pente (emoy = 10 cm ; ρ = 22kN/m³) 2.2kN/m²
- Isolation thermique (e = 4 cm ; ρ = 4kN/m³)0,16kN/m²
- Dalle à corps creux (20+5) 3.56kN/m²
- Enduit en plâtre (e = 2 cm ; ρ = 10kN/m³)..... 0,20kN/m²

$$\Sigma G = 7.09 \text{ kN/m}^2$$

• **Planchers à dalle pleine**

- Gravieron de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m³)0,85kN/m²
- Étanchéité multicouches (2 cm ; ρ=6kN/m³)0,12kN/m²
- Forme de pente (emoy= 10cm ; ρ=22kN/m³)2,20kN/m²
- Isolation thermique (e=4cm ; ρ=4kN/m³)0,16kN/m²
- Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25kN/m³)3,75kN/m²
- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³)0,20kN/m²

$$\Sigma G = 7.28 \text{ kN/m}^2$$

2- Plancher Étage Courant

• **Planchers à corps creux**

- Carrelage (e=2cm) 0,50kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³)0,40kN/m²
- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³)0,54kN/m²
- Plancher à corps creux (20+5) 3.56kN/m²
- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m)0,20kN/m²
- Cloisons de distribution (e=10cm)1,00kN/m

$$\Sigma G = 6.2 \text{ kN/m}^2$$

• **Planchers à dalle pleine**

- Carrelage (e=2cm)0,50kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³)0,40kN/m²
- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³)0,54kN/m²
- Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25.kN/m³)3,75kN/m²
- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³)0,20kN/m²
- Cloisons de distribution (e=10cm)1,00kN/m²

$$\Sigma G = 6,39 \text{ kN/m}^2$$

3- Plancher Sous sol :

- Couche appelée chape.....0.56kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³)0.4kN/m²
- Dalle pleine(e=15cm ; ρ=25.kN/m³)3.75kN/m²
- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=18kN/m³).....0.36kN/m²

$$\Sigma G =5.07 \text{ kN/m}^2$$

4- Maçonnerie

Murs extérieurs

Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

- Enduit en ciment (e = 2cm ; ρ = 18kN/m³).....0,36kN/m²
 - Brique creuse (e = 15 cm)..... 1.3kN/m²
 - L'âme d'air (e = 10 cm)0,00kN/m²
 - Brique creuse (e = 10 cm)0,90kN/m²
 - Enduit au plâtre (e = 2 cm ; ρ = 10kN/m³)..... 0,20kN/m²
- Σ G = 2,76 kN/m²**

5- Acrotère

a- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de **G₁ = ρ_b.S**

ρ_b: Le poids volumique du béton tel que **ρ_b = 25 kN/m**

S: La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.080 \times 0.10) + ((0.1 \times 0.02) / 2) = 0.084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

b- Le poids des enduits en ciment ep=1.5cm et ρ=18KN/m³ est **G₂ = ρxppe** :

ρ : Poids volumique du ciment.

p : périmètre transversale de l'acrotère.

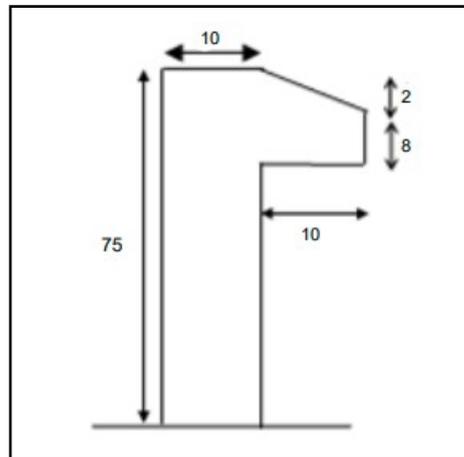
e: épaisseur des enduits de ciments =1.5cm.

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura : } \quad \mathbf{G = 2.6 \text{ kN/ml.}}$$



II.3.2 Charge d'exploitation

Figure II.1. Schéma de l'acrotère

- **Plancher terrasse non accessible** : Q=1 kN/m².
- **Plancher étage courant (habitation)** : Q=1.5 kN/m²
- **Plancher RDC (commerce)** : Q=2.5 kN/m²
- **Balcons** : Q=3.5 kN/m².
- **Escalier** : Q=2.5 kN/m².
- **Acrotère** : Q=1 kN/m².
- **Sous sol (Parking)** : Q=2.5 kN/m²

III. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux

III.1 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnements sont basés sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « **RPA 99 modifié 2003** ».
- Vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99)

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être : $0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$

Avec :

- L : Portée de la poutre
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

Selon RPA version 2003

On doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

III.1.1 Poutre pour plancher à corps creux

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher corps creux

Plancher à corps creux	Poutre Porteuse 30x50	Poutre Non porteuse 30x45
Selon BAEL 91 (pré-dimensionnement)		
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 6.3 - 0.3 = 6\text{m}$ $40 \leq h \leq 60\text{cm}$ h=50cm	$L = 6.2 - 0.3 = 5.9\text{m}$ $39.33 \leq h \leq 59\text{cm}$ h=45cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$15 \leq b \leq 35\text{cm}$ b= 30cm	$13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$ b= 30cm
Selon le RPA99/V2003 (vérification)		
<ul style="list-style-type: none"> • $h \geq 30\text{cm}$ • $b \geq 20\text{cm}$ • $h/b \geq 4$ 	$h = 50 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $50/30 = 1.66 \leq 4$	$h = 45 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $45/30 = 1.5 \leq 4$

III.1.2 Poutre pour plancher à dalle pleine

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher dalle pleine

Plancher à dalle pleine	Poutre Principale 30x65	Poutre Principale 30x45	Poutre Secondaire 30x40
Selon BAEL 91 (pré-dimensionnement)			
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 7.66 - 0.35 = 7.31\text{m}$ $48.23 \leq h \leq 73.1\text{cm}$ $h = 65\text{cm}$	$L = 6.47 - 0.35 = 6.12\text{m}$ $40.8 \leq h \leq 61.2\text{cm}$ $h = 45\text{cm}$	$L = 4.45 - 0.35 = 4.1\text{m}$ $27.33 \leq h \leq 41\text{cm}$ $h = 40\text{cm}$
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$19.5 \leq b \leq 45.5\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$	$13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$	$12 \leq b \leq 28\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$
Selon le RPA99/V2003 (vérification)			
• $h \geq 30\text{cm}$	$h = 65 \geq 30\text{cm}$	$h = 45 \geq 30\text{cm}$	$h = 40 \geq 30\text{cm}$
• $b \geq 20\text{cm}$	$b = 30 \geq 20\text{cm}$	$b = 30 \geq 20\text{cm}$	$b = 30 \geq 20\text{cm}$
• $h/b \geq 4$	$65/30 = 2.66 \leq 4$	$45/30 = 1.5 \leq 4$	$40/30 = 1.33 \leq 4$

Remarque :

Nous avons décidé de travailler dans la suite de ce mémoire avec $(30 \times 45)\text{cm}^2$ pour la poutre secondaire au lieu de $(30 \times 40)\text{cm}^2$ et cela dans le but de simplifier la modélisation.

III.2 Pré-dimensionnement des poteaux

① Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle) selon leur position dans le plan du plancher et la surface du plancher qui leurs revient.

- Pour se faire, on calcul les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes.
- On utilise un calcul basé sur la descente de charge.
- On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation

② Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- La section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par « **RPA 99modif 2003** ».
- Vérification des sections à l'ELS selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».
- Vérification de la résistance

➤ **Formule de pré-dimensionnements des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression simple par la formule suivante : $Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times Fc 28}{0.9 \gamma b} + As \times \frac{fe}{\gamma s} \right]$

Avec :

- **Nu**: effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q
- **α** : coefficient réducteur destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle, Si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, le coefficient α a pour valeur :

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

- λ : élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f=0,7L_0=0,7$ he (poteau est à ses extrémités, soit encastré dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

Remarque :

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

- **i**: rayon de giration $i_{min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- **Lf** : longueur de flambement
- **I**: moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement
- **B** : surface de la section du béton
- γb : coefficient de sécurité pour le béton
 - $\gamma b = 1.5$ (situation durable).
 - $\gamma b = 1$ (situation accidentelle).
- γs : coefficient de sécurité pour l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ (situation durable).} \\ \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle).} \end{array} \right.$$

- **f_e**: limite élastique de l'acier **f_e = 400MPa**
- **f_{c28}**: contrainte caractéristique du béton à 28 jours **f_{c28} = 25MPa**
- **A_s** : section d'acier comprimée (A_s=1% B).
- **B_r** : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Poteau rectangulaire : $B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$

Poteau circulaire : $B_r = \pi \frac{(D - 2)^2}{4}$

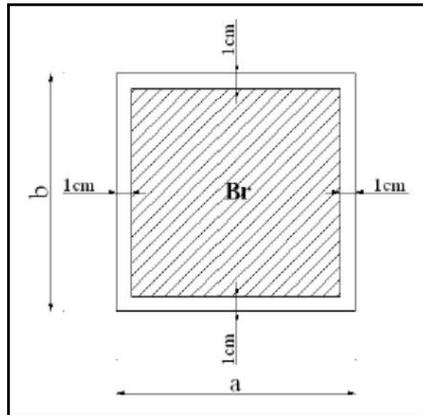


Figure II.2 : Section réduite du poteau.

Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

Il faut assurer que : $0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s/B = 1\%$

pour les poteaux carré il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$ On tire de l'équation de N_u la valeur de B_r telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,66 N_u$$

Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 »

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- **Poteaux rectangulaire ou carrée**

-Min (b, h) ≥ 30 cm

-Min (b, h) ≥ cm he/20

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section ; he : Hauteur d'étage.

Poteaux circulaires en zone III

$$D \geq 35 \text{ cm} ; D \geq he/15$$

Avec :

D : le diamètre de la section circulaire.

he : Hauteur d'étage.

Avec :

$$a = \sqrt{Br} + 2 \text{ (cm)}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,66Nu}{\pi}} + 2$$

✚ Vérification de la section trouvée à l'ELS

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS « NS » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- Nser : Effort normal à l'ELS tel que $N_{ser} = G + Q$
G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.
Q : Surcharge d'exploitation.
- B : Section de béton du poteau.
- As : Section des armatures ($A_s = 1\% B$).
- n: Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✚ Vérification de la résistance

$$\sigma_u = \frac{Nu}{B} < f_{bu}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = 14,17 \text{ MPa}$ [3]

③ Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q sauf le dernier et l'avant- dernier niveau (a partir du haut). [4]

D'après [5] :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1+Q_2+\dots\dots\dots+ Q_n)$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots\dots\dots, Q_n$: les charges d'exploitation des planchers respectifs.
- Le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable pour $n \geq 5$.

Tableau II.3: dégression des surcharges d'exploitations

Niveau	Surcharge	Surcharge cumulée	Σ (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma Q = Q_0$	1
N1	Q_1	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	2.5
N2	Q_2	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
N3	Q_3	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
N4	Q_4	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
N5	Q_5	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
N6	Q_6	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
RDC	Q_7	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots\dots\dots + Q_7)$	9.17
SS1	Q_8	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots\dots\dots + Q_8)$	10.66
SS2	Q_9	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots\dots\dots + Q_9)$	12.06

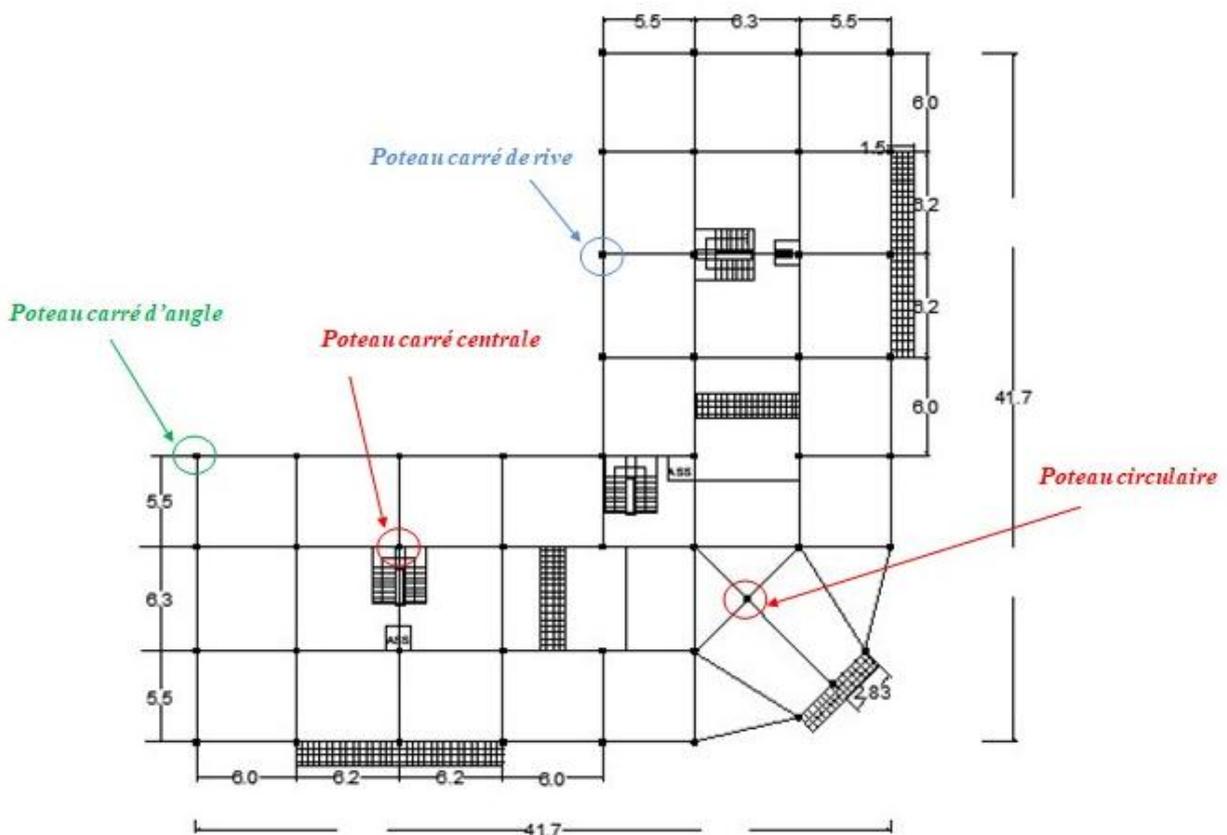


Figure II.3 : Vue en plan des poteaux les plus sollicité

④ Le calcul des sections

Tous les calculs détaillés relatifs aux étapes citées dans la procédure de prédimensionnement au point ② ont été faits et sont rassemblés dans l'annexe pour chaque type de poteaux. Nous présentons dans les tableaux subséquents les sections trouvées, et vérifications pour chaque type de poteau.

⑤ Poteau central carré

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux carrés.

POT	Calculé avec poteau (30x30)cm ²						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	Min RPA (cm ²)	Choix axb (cm ²)
7 ^{ème}	261.88	33.04	403.098	266.04	18.31	30x30	30x30
6 ^{ème}	494.36	82.6	791.29	522.25	24.85	30x30	30x30
5 ^{ème}	726.84	127.2	1172.034	773.54	29.81	30x30	30x30
4 ^{ème}	959.32	166.85	1545.357	1019.94	33.94	30x30	35x35
3 ^{ème}	1191.8	201.54	1910.835	1261.15	37.51	30x30	40x40
2 ^{ème}	1424.28	231.28	2269.698	1498.0	40.70	30x30	45x45
1 ^{er}	1656.76	256.06	2620.716	1729.67	43.59	30x30	45x45
RDC	1891.15	302.98	3007.52	1984.96	46.56	30x30	50x50
SS1	2042.93	352.21	3136.27	2069.94	47.49	30x30	50x50
SS2	2239.98	398.46	3621.66	2390.3	50.89	30x30	55x55

Tableau II.5 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux carrés

POT	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs	B (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPa)	f_{bu} (MPa)	Obs	Choix finale
7 ^{ème}	261.88	294.92	403.098	2.53	15	✓	900	4.48	14.17	✓	30x30
6 ^{ème}	494.36	576.96	791.29	5.57	15	✓	900	8.79	14.17	✓	30x30
5 ^{ème}	726.84	854.04	1172.034	8.25	15	✓	900	13.02	14.17	✓	30x30
4 ^{ème}	960.41	1127.3	1546.83	8	15	✓	1225	12.63	14.17	✓	35x35
3 ^{ème}	1196.54	1398.1	1917.64	9.92	15	✓	1600	11.98	14.17	✓	40x40
2 ^{ème}	1435.57	1666.9	2284.94	9.06	15	✓	2025	11.28	14.17	✓	45x45
1 ^{er}	1674.6	1930.7	2644.8	8.29	15	✓	2025	13.06	14.17	✓	45x45
RDC	2161.22	2464.2	3007.52	10.46	15	✓	2500	12.03	14.17	✓	50x50
SS1	2059.25	2411.7	3308.30	8.39	15	✓	2500	13.23	14.17	✓	50x50
SS2	2277.98	2476.4	3672.96	7.69	15	✓	3025	12.14	14.17	✓	55x55

Remarque :

Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

Au niveau du SS1 la vérification de la résistance n'est pas vérifiée avec la section 50x50cm²

$\frac{Nu}{B} = 14.7 \text{ MPa} > F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ donc on a augmenté la section de 5cm ce qui a donné pour les poteaux du sous sol 1, une section de **(55x55) cm²**.

⑥ Poteau de rive carré

Tableau II.6: Choix des sections des poteaux de rive carrés.

POT	Calculé avec poteau (30x30)cm ²						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	Min RPA (cm ²)	Choix axb (cm ²)
7 ^{ème}	146.61	15.34	220.93	145.81	14.08	30x30	30x30
6 ^{ème}	308.73	38.35	474.31	313.04	19.69	30x30	30x30
5 ^{ème}	470.85	59.06	724.24	477.99	23.86	30x30	30x30
4 ^{ème}	632.97	67.47	955.71	630.77	27.12	30x30	30x30
3 ^{ème}	795.09	93.57	1213.73	801.06	30.3	30x30	35x35
2 ^{ème}	957.21	107.38	1453.30	959.18	32.97	30x30	35x35
1 ^{er}	1119.33	118.87	1689.4	1115.00	35.39	30x30	40x40
RDC	1297.2	140.67	1962.23	1295.07	37.99	30x30	40x40
SS1	1398.61	163.52	2133.4	1408.04	39.52	30x30	40x40
SS2	1500.82	185.00	2303.61	1520.38	40.99	30x30	45x45

Tableau II.7: vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux de rive carré

POT	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs	B (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPa)	f_{bu} (MPa)	Obs	Choix finale
7 ^{ème}	146.61	161.95	220.93	1.56	15	✓	900	2.45	14.17	✓	30x30
6 ^{ème}	308.73	347.08	474.31	3.35	15	✓	900	5.27	14.17	✓	30x30
5 ^{ème}	470.85	529.91	724.24	5.12	15	✓	900	8.05	14.17	✓	30x30
4 ^{ème}	632.97	700.44	955.71	6.77	15	✓	900	10.62	14.17	✓	30x30
3 ^{ème}	796.2	889.77	1215.23	6.32	15	✓	1225	9.92	14.17	✓	35x35
2 ^{ème}	959.39	1066.8	1456.25	7.57	15	✓	1225	11.89	14.17	✓	35x35
1 ^{er}	1125.2	1244.1	1697.33	6.76	15	✓	1600	10.60	14.17	✓	40x40
RDC	1308.2	1448.9	1962.23	7.87	15	✓	1600	12.26	14.17	✓	40x40
SS1	1405.8	1569.3	2143.11	8.52	15	✓	1600	13.39	14.17	✓	40x40
SS2	1518.6	1703.6	2327.61	7.32	15	✓	2025	11.49	14.17	✓	45x45

⑦ Poteau d'angle carré

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux d'angle carré.

POT	Calculé avec poteau (30x30)cm ²						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	Min RPA (cm ²)	Choix axb (cm ²)
7 ^{ème}	83.29	7.41	123.56	81.55	11.03	30x30	30x30
6 ^{ème}	188.33	18.53	282.04	186.15	15.64	30x30	30x30
5 ^{ème}	293.42	28.53	438.91	289.68	19.02	30x30	30x30
4 ^{ème}	398.49	37.42	594.09	392.1	21.80	30x30	30x30
3 ^{ème}	503.56	45.2	747.61	493.42	24.21	30x30	30x30
2 ^{ème}	608.63	51.87	899.46	593.64	26.36	30x30	30x30
1 ^{er}	713.7	57.43	1049.64	692.76	28.32	30x30	30x30
RDC	834.18	67.95	1228.07	810.52	29.99	30x30	30x30
SS1	898.47	78.99	1331.41	879.88	31.52	30x30	35x35
SS2	944.76	93.37	1442.89	952.32	33.02	30x30	35x35

Tableau II.9 : vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle carre

POT	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nu (kN)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs	B (cm ²)	$\frac{Nu}{Br}$ (MPa)	f_{bu} (MPa)	Obs	Choix finale
7 ^{ème}	83.29	123.56	90.7	0.87	15	✓	900	1.37	14.17	✓	30x30
6 ^{ème}	188.33	282.04	206.86	1.99	15	✓	900	3.13	14.17	✓	30x30
5 ^{ème}	293.42	438.91	321.95	3.11	15	✓	900	4.87	14.17	✓	30x30
4 ^{ème}	398.49	594.09	435.91	4.21	15	✓	900	6.6	14.17	✓	30x30
3 ^{ème}	503.56	747.61	548.76	5.3	15	✓	900	8.3	14.17	✓	30x30
2 ^{ème}	608.63	899.46	660.5	6.38	15	✓	900	9.99	14.17	✓	30x30
1 ^{er}	713.7	1049.6	771.13	7.45	15	✓	900	11.66	14.17	✓	30x30
RDC	834.18	1228.1	902.13	8.72	15	✓	900	13.65	14.17	✓	30x30
SS1	893.91	1325.3	972.9	6.9	15	✓	1225	10.81	14.17	✓	35x35
SS2	953.64	1427.5	1047.01	7.43	15	✓	1225	11.65	14.17	✓	35x35

⑧ Poteau circulaire

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux circulaires

POT	Calculé avec poteau (30x30)cm ²						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	Min RPA (cm)	D (cm)
7 ^{ème}	124.06	12.87	186.79	123.28	14.53	35	35
6 ^{ème}	242.88	32.175	376.15	248.26	19.78	35	35
5 ^{ème}	361.7	49.55	562.62	371.33	23.74	35	35
4 ^{ème}	480.52	64.99	746.19	492.49	27.04	35	35
3 ^{ème}	599.34	78.51	926.87	611.73	29.91	35	35
2 ^{ème}	718.16	90.09	1104.65	729.07	32.47	35	35
1 ^{er}	836.98	99.74	1279.53	844.49	34.79	35	35
RDC	957.84	118.02	1470.11	970.28	37.15	35	40
SS1	1061.71	137.19	1639.09	1081.8	38.87	35	40
SS2	1165.58	155.21	1806.35	1192.19	40.99	35	45

Tableau II.11 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux circulaires

POT	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nu (kN)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs	B (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPa)	f_{bu} (MPa)	Obs	D (cm)
7 ^{ème}	124.06	186.79	136.93	1.24	15	✓	962.11	1.94	14.17	✓	35
6 ^{ème}	242.88	376.15	275.06	2.25	15	✓	962.11	3.9	14.17	✓	35
5 ^{ème}	361.7	562.62	411.25	3.72	15	✓	962.11	5.8	14.17	✓	35
4 ^{ème}	480.52	746.19	545.51	4.92	15	✓	962.11	7.75	14.17	✓	35
3 ^{ème}	599.34	926.87	677.85	6.1	15	✓	962.11	9.63	14.17	✓	35
2 ^{ème}	718.16	1104.7	808.25	7.3	15	✓	962.11	11.48	14.17	✓	35
1 ^{er}	836.98	1279.5	943.72	8.5	15	✓	962.11	13.29	14.17	✓	35
RDC	960.37	1470.1	1078.39	7.46	15	✓	1256.6	11.7	14.17	✓	40
SS1	1066.3	1645.3	1203.49	7.37	15	✓	1256.6	13.09	14.17	✓	40
SS2	1178.1	1823.3	1333.31	7.29	15	✓	1590.4	11.46	14.17	✓	45

© Choix finale des poteaux :

D'après l'article 7.4.1 dans le « RPA 99 modifié 2003 » il est dit que :

« Pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux ».

D'après ce qui précède et dans le but minimiser les données du modèle numérique les sections adoptées par étages pour tous les poteaux carrés sont données dans la colonne 5 du tableau ci-dessous (II.12)

Tableau II.12 : Choix final des sections des poteaux.

Sections résultants du pré-dimensionnement					
Étage	Poteau centrale carré	Poteau de rive carré	Poteau d'angle carré	Section adoptées par étage pour les poteaux carrés	Section adoptée par étage pour les poteaux circulaires
7 ^{ème}	30x30	30x30	30x30	30x30	35
6 ^{ème}	30x30	30x30	30x30	30x30	35
5 ^{ème}	35x35	30x30	30x30	35x35	35
4 ^{ème}	35x35	30x30	30x30	35x35	35
3 ^{ème}	40x40	35x35	30x30	40x40	35
2 ^{ème}	45x45	35x35	30x30	45x45	35
1 ^{er}	45x45	40x40	30x30	45x45	35
RDC	50x50	40x40	30x30	50x50	40
SS1	55x55	40x40	35x35	55x55	40
SS2	55x55	45x45	35x35	55x55	45

IV. Pré-dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs prés dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations **du RPA 99 / modifié 2003** .

L'épaisseur minimale des voiles est de **15 cm**, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

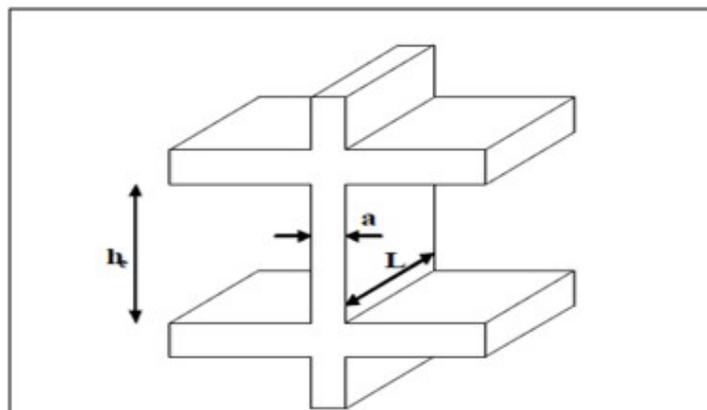


Figure II.4 : Schéma voile

a- RDC :

$a > \frac{he}{25}$ Avec : **he** : la hauteur libre d'étage.

a : épaisseur de voile

Donc : $a > \frac{(4.08-0.5)}{25}$ $a > 14.32\text{cm}$ on prend : **a=20cm**

b- Etage courant :

$a > \frac{(3.23-0.5)}{25}$ $a > 10.92\text{cm}$ on prend : **a=20cm**

V. Conclusion :

Le pré-dimensionnement est un calcul préliminaire qui nous permet d'attribuer aux éléments résistants de la construction (plancher, poutre, poteau, voile) des dimensions qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Chapitre III
Etude Dynamique

Chapitre III : Etude dynamique

I. Introduction :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques. Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est Cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures.

II. Modélisation de la structure

II.1 Introduction

Vu la complexité du problème à analyser, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts provoqué par le séisme.

Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel **ETABS Vers 18.1**.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

II.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et au total (n) DDL numérotés de **1** à **n**, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n = 6 \times p$.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (Frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments surfaciques (Shell Éléments) à 04 nœuds.

- **Le Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans (et ne peuvent se déformer qu'hors plan) ce qui correspond à des diaphragmes.

II.3 Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

II.4 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$ avec $\beta=0.2$ [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé.
- La masse de l'acrotère, balcons et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers (a été convertis en charge) a été répartie le long des poutres qui délimitent la cage d'escalier.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

III. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction de calcul.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

IV. Étude sismique

IV.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

IV.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

IV.2.1 La méthode statique équivalente

a- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [1].

b- Condition d'application

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan. Nous utiliserons donc la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Tel que le nôtre.

a- Principe

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égales à **90%** de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**3**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ sec} \dots [2]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

b- Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1]

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

g : Accélération de la pesanteur.

Les autres paramètres seront définis dans les paragraphes suivants.

IV.2.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « V_t » ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x,y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$.

IV.2.4 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1) : **A = 0.25 (Zone III et groupe 2)**.

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3)

Pour notre structure on a choisi le système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles). : **R = 5** cette valeur sera justifier à la fin de ce chapitre.

W : poids total de la structure, donné par le logiciel **ETABS** en utilisant la combinaison

« $G + \beta Q$ » Avec **$\beta = 0.2$** (Bâtiments d'habitation).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{T_1}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{T_1}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

Pour le cas étudié on a un **Site S3** qui correspond à : $T_1=0.15s$; $T_2=0.5s$

- Le facteur de correction d'amortissement est donnée par : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$.

Pour $\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,82$. (ξ : pourcentage d'amortissement critique, on a pris $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$).

IV.2.5 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \text{Min} (T = C_t \times h_n^{3/4}, T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}})$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 $C_t = 0.05$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 $h_n = 26.69m$.

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.
 $D_{x,y}=41.7m$.

- $T = C_t \times h_n^{3/4} = T = 0.05 \times 26.69^{3/4} \quad T = 0.587s$.
- $T_x = T_y = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{26.69}{\sqrt{41.7}} \quad T_x = T_y = 0.372s$.

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0.587 ; 0.372) = 0.372s < T_2=0.5s$.
- Sens (y-y) : $T_y = \min (0.587 ; 0.372) = 0.372s < T_2=0.5s$.

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_{x,y} = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.82 = 2.05.$$

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **$Q = 1 + \Sigma Pq$**

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 [1]**.

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1
<i>Totale</i>		0.2		0.2
Q		1.2		1.2

IV.2.6 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (**l'article 5.10 [2]**)

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Où : h_e la hauteur d'étage

Avec :

$$\delta_k^x = \delta_{ek}^x * R * r_x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = \delta_{ek}^y * R * r_y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x.

Δ_k^y : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y.

δ_k^x : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x.

δ_k^y : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y.

IV.2.7 Organisation de la suite de l'analyse :

Plusieurs modèles correspondant à différentes dispositions des voiles de contreventement ont été analysés avant d'arriver au modèle final correspondant à la disposition finale des voiles de contreventement dans le bâtiment, En résumé nous allons présentés dans ce qui suit :

- ① - Analyse et résultats du modèle final correspondant à la disposition final des voiles dans le bâtiment et qui vérifie les déplacements inter-étage et que nous appellerons « **MODELE 1** ».
- ②- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux du « **MODELE 1** ».
- ③- Augmentation des sections des poteaux et diminution des longueurs des voiles du « **MODELE 1** » suivit de toutes les vérifications constituera le « **MODELE 2** ».
- ④- Elimination des voiles sur les trois derniers niveaux, Présentation des résultats dans un tableau récapitulatif.
- ⑤- Analyse du « **MODELE FINAL** » (sans les voiles des 3 derniers niveaux).
- ⑥- Justification du coefficient de comportement du « **MODELE FINAL** ».
- ⑦- Influence de l'épaisseur des voiles sur la rigidité latérale de bâtiment. Les résultats pour 3 épaisseurs différentes sont récapitulés dans un tableau.
- ⑧- Présentations des résultats du « **MODELE FINAL** » avec linteaux.

① **MODELE 1** :

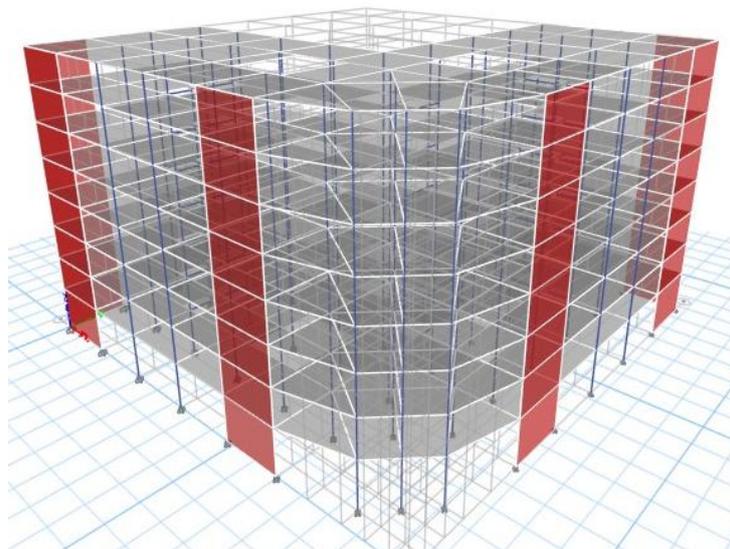


Figure III.1 : Vue en 3D de la structure du Modèle 1

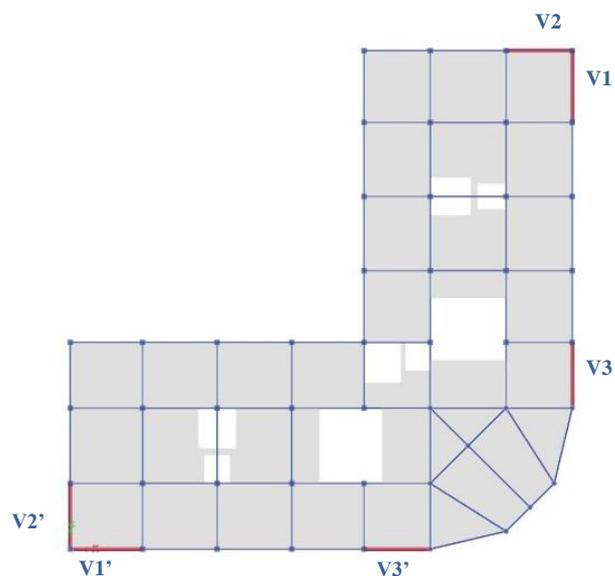


Figure III.2 : Vue en plan du Modèle 1

Tableau III.2 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux de modèle 1

Voile	e (cm)	Longueur (m)
1 et 1'	20	6
2 et 2'	20	5.5
3 et 3'	20	5.5

Etage	Poteau carré (axb) cm^2	Poteau circulaire D (cm)
RDC	50x50	40
1 ^{er}	45x45	35
2 ^{ème}	45x45	35
3 ^{ème}	40x40	35
4 ^{ème}	35x35	35
5 ^{ème}	35x35	35
6 ^{ème}	30x30	35
7 ^{ème}	30x30	35

A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1

Tableau III.3 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 1

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,877	0,3376	0,3376	0,3376	0,3376
2	0,654	0,3471	0,3472	0,6847	0,6848
3	0,422	0,0017	0,0015	0,6864	0,6863
4	0,219	0,1032	0,1033	0,7895	0,7897
5	0,191	1,056E-05	0	0,7895	0,7897
6	0,19	0	9,887E-06	0,7895	0,7897
7	0,184	1,06E-05	0	0,7895	0,7897
8	0,183	2,544E-06	1,283E-05	0,7895	0,7897
9	0,182	1,187E-06	1,668E-06	0,7895	0,7897
.
.
.
20	0,176	2,563E-06	6,676E-07	0,7896	0,7897

A partir du tableau précédent on remarque à partir de 3^{ème} mode que les modes de rotation dominant, donc pour trouver le nombre de mode utile on applique l'article 4.3.4 du RPAVer2003 ce qui donne :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad k > 3\sqrt{8} = 8.48 \quad \text{soit : } k = 9 \text{ et } T_9 = 0.182s < 0.2s.$$

L'analyse dynamique du Modèle 1 a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de $33.76+33.76=67.52\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale perpendiculaire a la direction du mode 1 de l'ordre de $34.71+34.72=69.43\%$
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 9modes utiles.

B) Résultantes des forces sismiques :

On a : $W = 92008,5622 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = V_y = \frac{Ax Dx Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.05 \times 1.2}{5} 92008,5622 = 1137,0532 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times V_y = 0,8 \times 1137,0532 = 905,36252 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 7622,6408 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 9053,64252 \text{ kN} \rightarrow r_x = \mathbf{1.187.}$$

$$F_2 = V_{ty} = 7623,766 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 9053,64252 \text{ kN} \rightarrow r_y = \mathbf{1.187.}$$

Tableau III.4 : Vérifications des déplacements inter-étage du Modèle 1

	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	28,65	28,634	170,1424	170,0223	25,84501	25,83526	32,3	✓	✓
7^{ème}	24,298	24,283	144,2974	144,187	26,17758	26,16184	32,3	✓	✓
6^{ème}	19,89	19,877	118,1198	118,0252	25,9816	25,95996	32,3	✓	✓
5^{ème}	15,515	15,505	92,13819	92,06521	25,10862	25,09304	32,3	✓	✓
4^{ème}	11,287	11,279	67,02957	66,97217	22,88163	22,86044	32,3	✓	✓
3^{ème}	7,434	7,429	44,14794	44,11174	19,53817	19,52341	32,3	✓	✓
2^{ème}	4,144	4,141	24,60977	24,58833	14,97134	14,95726	32,3	✓	✓
1^{er}	1,623	1,622	9,638433	9,631072	9,638433	9,631072	40,8	✓	✓

Les déplacements inter-étage sont inférieurs aux déplacements admissibles.

② Vérification spécifique aux sollicitations normales dans poteaux du Modèle 1

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}} \leq \mathbf{0.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes (G+Q+E).

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa)

Tableau III.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle 1.

Niveau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	$\nu \leq 0.3$	Obs	Niveau	N_d (kN)	D (cm)	$\nu \leq 0.3$	Obs
RDC	4506,1893	50x50	0,721	Non	RDC	2158,7647	40	0,68750468	Non
1 ^{er}	3839,0984	45x45	0,758	Non	1 ^{er}	1887,4409	35	0,22691128	Oui
2 ^{ème}	3318,3404	45x45	0,655	Non	2 ^{ème}	1616,7562	35	0,19436911	Oui
3 ^{ème}	2655,0232	40x40	0,664	Non	3 ^{ème}	1345,451	35	0,16175235	Oui
4 ^{ème}	2000,114	35x35	0,65309845	Non	4 ^{ème}	1077,1029	35	0,1294911	Oui
5 ^{ème}	1350,4616	35x35	0,44096705	Non	5 ^{ème}	908,316	35	0,10919926	Oui
6 ^{ème}	674,7417	30x30	0,2998852	Oui	6 ^{ème}	607,5491	35	0,07304056	Oui
7 ^{ème}	407,6035	30x30	0,18115711	Oui	7 ^{ème}	323,8341	35	0,10313188	Oui

Pour le MODELE 1 on peut constater que

- L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux carrés et circulaires donc on doit augmenter les sections des poteaux.
- Par contre les déplacements inter-étage sont vérifiés. Le bâtiment est donc suffisamment rigide
- L'augmentation des sections des poteaux (qui vérifie l'effort normal réduit) va sans aucun doute augmenter la rigidité latérale (chose qui n'est pas nécessaire), c'est pour quoi nous avons en parallèle diminué les longueurs des voiles (donc bout de voile), le Modèle Final correspondant aux modifications précédentes est donné au paragraphe ③.

③ MODELE 2 :

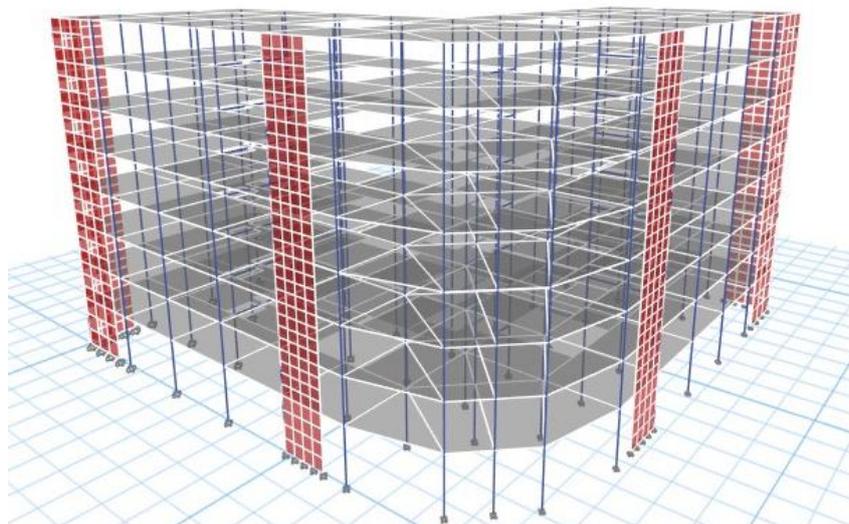


Figure III.3 : Vue en 3D de la structure du Modèle 2

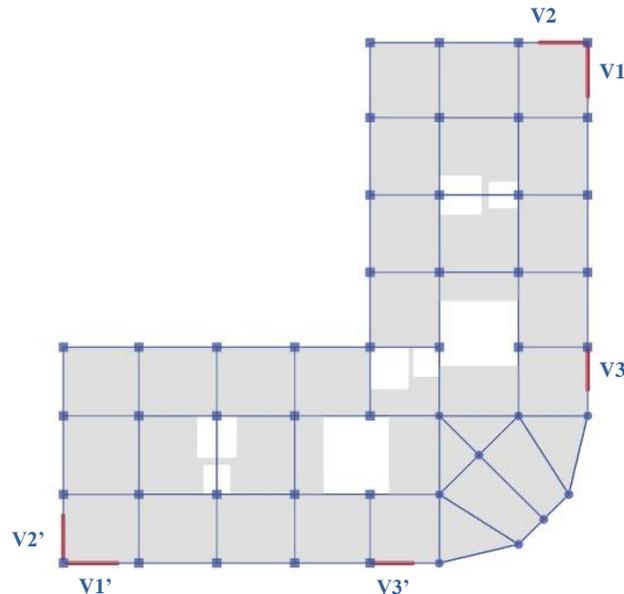


Figure III.4 : Vue en plan du Modèle 2

Après l’augmentation des sections de poteaux de manière graduelle (plus de 5 cm a chaque fois) et en parallèle la diminution de la longueur des voiles (aussi faite graduellement) suivi de la vérification des déplacements inter-étage et de l’effort normale réduit nous avons aboutis au Modèle 2 dont la structure comporte 2 bouts de voiles avec ouvertures (**1et1’**) et 4 bouts de voiles (**2et2’; 3et3’**) dont les dimensions ainsi que les sections des poteaux sont comme suit :

Tableau III.6 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux carrés et circulaires du Modèle 2

Bout de voile	e (cm)	L (m)
1 et 1’ (avec ouverture)	20	4.4
2 et 2’	20	3.9
3 et 3’	20	3.5

Etage	Poteau carré ($a \times b$) cm^2	Poteau circulaire D (cm)
RDC	80x80	70
1^{er}	75x75	65
2^{ème}	75x75	65
3^{ème}	70x70	60
4^{ème}	65x65	55
5^{ème}	60x60	50
6^{ème}	55x55	45
7^{ème}	50x50	40

A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 2

Tableau III.7 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 2.

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,847	0,3611	0,361	0,3611	0,361
2	0,743	0,3656	0,3658	0,7267	0,7269
3	0,521	0,0023	0,0021	0,729	0,729
4	0,254	0,0792	0,0796	0,8082	0,8085
5	0,221	0,0836	0,0832	0,8918	0,8917
6	0,178	3,335E-06	7,315E-07	0,8918	0,8917
7	0,177	0	0	0,8918	0,8917
8	0,177	0	0	0,8918	0,8917
9	0,176	2,537E-06	1,082E-06	0,8918	0,8917
.
.
.
20	0,173	4,685E-06	0	0,8918	0,8918

A partir du tableau précédent on remarque à partir du 3^{ème} mode que les modes de rotation dominant, donc pour trouver le nombre de mode utile on applique l'article 4.3.4 du RPAVer2003 ce qui donne :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad k > 3\sqrt{8} = 8.48 \quad \text{soit : } k = 9 \text{ et } T_9 = 0.176s < 0.2s.$$

L'analyse dynamique du Modèle 2 a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de $36.11+36.1=72.2\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale perpendiculaire a la direction du mode 1 de l'ordre de $36.56+36.58=73.14\%$
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 9modes utiles.

B) Résultantes des forces sismiques du Modèle 2

On a : $W = 98574,0556 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = V_y = \frac{Ax Dx Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.05 \times 1.2}{5} 98574,0556 = 12124,6088 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times V_y = 0,8 \times 12124,6088 = 9699.6871 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 8306.6331 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 9699.6871 \text{ kN} \rightarrow r_x = \mathbf{1.167}.$$

$$F_2 = V_{ty} = 8307.97 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 9699.6871 \text{ kN} \rightarrow r_y = \mathbf{1.167}.$$

C) Vérification des déplacements inter étage

Tableau III.8 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.

	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ^x (mm)	δ^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	28,47	28,47	166,2226	166,1959	19,22624	19,22315	32,3	✓	✓
7^{ème}	25,177	25,177	146,9964	146,9727	21,1296	21,1262	32,3	✓	✓
6^{ème}	21,558	21,558	125,8668	125,8465	23,04463	23,04093	32,3	✓	✓
5^{ème}	17,611	17,611	102,8222	102,8056	24,31159	24,30768	32,3	✓	✓
4^{ème}	13,447	13,447	78,51057	78,49793	<u>24,35246</u>	<u>24,34854</u>	32,3	✓	✓
3^{ème}	9,276	9,276	54,1581	54,14939	22,74103	22,73737	32,3	✓	✓
2^{ème}	5,381	5,381	31,41707	31,41202	19,00438	19,00132	32,3	✓	✓
1^{er}	2,126	2,126	12,41269	12,41069	12,41269	12,41069	40,8	✓	✓

D) Vérification spécifique aux sollicitations normales

Tableau III.9 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle 2

Niveau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	$\nu \leq 0.3$	Obs	Niveau	N_d (kN)	D (cm)	$\nu \leq 0.3$	Obs
RDC	4680,6545	80x80	0,293	✓	RDC	2540,6212	70	0,26420083	✓
1^{er}	3981,2283	75x75	0,283	✓	1^{er}	2182,5188	65	0,26238603	✓
2^{ème}	3313,9804	75x75	0,236	✓	2^{ème}	1816,8179	65	0,21842086	✓
3^{ème}	2649,5203	70x70	0,216	✓	3^{ème}	1487,8235	60	0,17886861	✓
4^{ème}	1992,9484	65x65	0,18868151	✓	4^{ème}	1172,7489	55	0,14098982	✓
5^{ème}	1343,5583	60x60	0,14928426	✓	5^{ème}	884,4293	50	0,10632756	✓
6^{ème}	699,4007	55x55	0,09248274	✓	6^{ème}	605,8412	45	0,07283523	✓
7^{ème}	390,3462	50x55	0,06245539	✓	7^{ème}	324,5213	40	0,03374718	✓

Pour le MODELE 2 on peut constater que

- L'effort normal réduit est vérifier à la limite donc on garde les nouvelles sections des poteaux.
- Les déplacements inter-étage sont largement vérifier donc nous allons essayer de supprimer les voiles des derniers étages pour diminuer la rigidité latérale.
- Les résultats sont recapitulés dans le paragraphe ④.

④-Elimination des voiles sur les trois derniers niveaux :

Dans ce qui suit nous avons démarré avec la structure correspondant au Modèle 2 à laquelle nous avons enlevé les voiles des derniers niveaux.

Tableau III.10 : L'influence de la suppression des voiles des derniers niveaux sur la structure du Modèle 2

		<i>Avec tous les voiles (Modèle 2)</i>	<i>Sans les voiles du 7^{ème} étage</i>	<i>Sans les voiles du 7^{ème} et 6^{ème} étages</i>	<i>Sans les voiles du 7^{ème}, 6^{ème} et 5^{ème} étages</i>
T_1 (s)		0.847	0.847	0.85	0.862
T_2 (s)		0,743	0.744	0.765	0.774
<i>Participation massique (%)</i>	<i>x-x</i>	72.20	72.12	71.32	70.16
	<i>y-y</i>	73.14	72.98	70.96	68.42
<i>Nombre de mode utile</i>		9	9	9	9
W (kN)		98574.0556	98208.7067	97843.3579	97478.009
V_{dyn} (kN)	<i>x-x</i>	8306.6331	8138.0599	7920.3526	7649.806
	<i>y-y</i>	8307.97	8178.1824	7921.0449	7651.389
$0.8*V$	<i>x-x</i>	9699.6871	9663.7367	9627.7864	9591.84
	<i>y-y</i>	9699.6871	9663.7367	9627.7864	9591.84
r_x		1.167	1.18	1.215	1.25
r_y		1.167	1.18	1.215	1.25
$\text{Max} (\Delta_K^x)$ (mm)		24.35	24.77	25.429	31.7
$\text{Max} (\Delta_K^y)$ (mm)		24.34	24.72	25.427	31.52
$\bar{\Delta}$ (mm)		32.2	32.3	32.3	32.3

Remarque :

Nous avons essayé de supprimer les voiles du 4^{ème} étage mais le comportement en VLNA du bâtiment s'est détérioré et les déplacements inter-étage maximum ont dépassé les valeurs admissibles.

En conclusion :

Le modèle final retenu correspond au bâtiment du MODELE 2 sans les voiles sur les trois derniers niveaux : nous l'appellerons « MODELE FINAL ».

⑤ **Analyse du MODELE FINAL :**

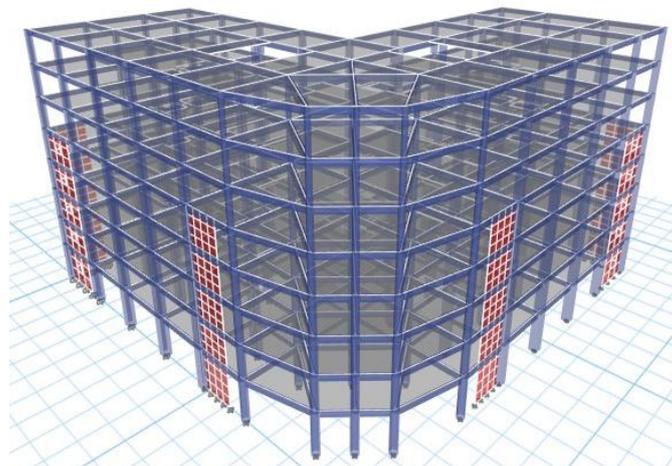


Figure III.5 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final.

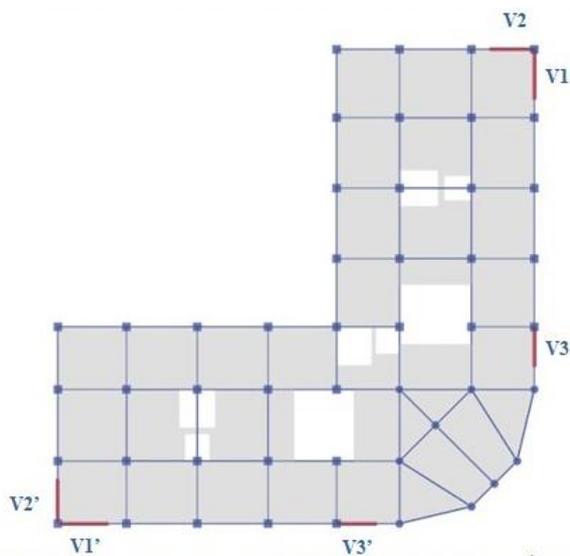


Figure III.6 : Vue en plan du Modèle Final (du RDC au 4^{ème} étage)

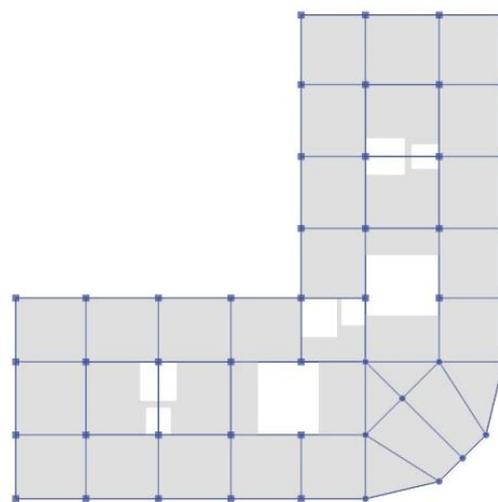
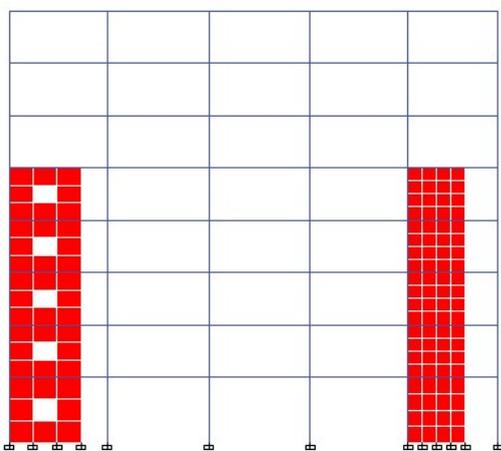


Figure III.7 : Vue en plan des 3 derniers niveaux du Modèle Final (du 5^{ème} au 7^{ème} étage)

Tableau III.11 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et les dimensions des poteaux du Modèle Final.

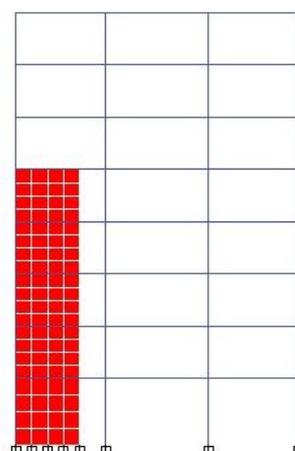
Bout de voile	e (cm)	Longueur (m)
1 et 1' (avec ouverture)	20	4.4
2 et 2'	20	3.7
3 et 3'	20	3.5

Etage	Poteau carré ($a \times b$) cm^2	Poteau circulaire D (cm)
RDC	80x80	70
1 ^{er}	75x75	65
2 ^{ème}	75x75	65
3 ^{ème}	70x70	60
4 ^{ème}	65x65	55
5 ^{ème}	60x60	50
6 ^{ème}	55x55	45
7 ^{ème}	50x50	40



Voile 1 et 1'

Voile 3 et 3'



Voile 2 et 2'

Figure III.8 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final.

A) Caractéristiques dynamique propres du modèle finale

Tableau III.12 : Période et facteurs de participation massique du Modèle final.

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,862	0,3511	0,3505	0,3511	0,3505
2	0,774	0,3416	0,3426	0,6928	0,6931
3	0,586	0,0015	0,0013	0,6943	0,6943
4	0,325	0,0637	0,0656	0,758	0,76
5	0,314	0,0767	0,0746	0,8347	0,8346
6	0,261	0,0004	0,0004	0,8351	0,835
7	0,178	9,509E-06	5,714E-06	0,8351	0,835
8	0,177	1,457E-05	6,927E-06	0,8352	0,835
9	0,177	4,932E-05	2,613E-05	0,8352	0,8351
.
.
.
20	0,174	4,706E-06	1,049E-05	0,8353	0,8352

A partir du tableau précédent on remarque à partir du 3^{ème} mode que les modes de rotation dominant, donc pour trouver le nombre de mode utile on applique l'article 4.3.4 du RPAVer2003 ce qui donne :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad k > 3\sqrt{8} = 8.48 \quad \text{soit : } k = 9 \text{ et } T_9 = 0.177s < 0.2s.$$

L'analyse dynamique du Modèle Final a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre $35.11+35.05=70.16\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale perpendiculaire à la direction du mode 1 de l'ordre de $34.16+34.26=68.42\%$
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 9modes utiles.

B) Résultantes des forces sismiques du Modèle Final

On a : $W = 97478,009 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = V_x = \frac{Ax D_x Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.05 \times 1.2}{5} 97478,009 = 11989.7951 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times V_y = 0,8 \times 11989.7951 = 9591.83609 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 7649.805 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 9591.83609 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1.25.$$

$$F_2 = V_{ty} = 7651.389 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 9591.83609 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1.25.$$

C) Vérification des déplacements inter étage du Modèle Final

Tableau III.13 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle Final

	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ^x (mm)	δ^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	30,279	30,198	189,8292	189,2821	22,11821	22,11821	32,3	✓	✓
7 ^{ème}	26,751	26,659	167,7109	167,0996	29,77307	29,57259	32,3	✓	✓
6 ^{ème}	22,002	21,941	137,9379	137,527	<u>31,70402</u>	<u>31,52195</u>	32,3	✓	✓
5 ^{ème}	16,945	16,912	106,2339	106,005	26,06162	25,99981	32,3	✓	✓
4 ^{ème}	12,788	12,764	80,17224	80,00521	25,14003	25,07841	32,3	✓	✓
3 ^{ème}	8,778	8,763	55,03221	54,9268	23,27177	23,22307	32,3	✓	✓
2 ^{ème}	5,066	5,058	31,76044	31,70373	19,27193	19,2366	32,3	✓	✓
1 ^{er}	1,992	1,989	12,48851	12,46712	12,48851	12,46712	40,8	✓	✓

D) Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final

Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle Final.

Niveau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	$\nu \leq 0.3$	Obs	Niveau	N_d (kN)	D (cm)	$\nu \leq 0.3$	Obs
RDC	4683,6729	80x80	0,293	✓	RDC	2547,9121	70	0,26495901	✓
1 ^{er}	3984,6691	75x75	0,283	✓	1 ^{er}	2197,3732	65	0,26417185	✓
2 ^{ème}	3318,3404	75x75	0,236	✓	2 ^{ème}	1861,9121	65	0,22384216	✓
3 ^{ème}	2655,0232	70x70	0,217	✓	3 ^{ème}	1532,5629	60	0,18424725	✓
4 ^{ème}	2000,114	65x65	0,18935991	✓	4 ^{ème}	1216,6715	55	0,14627027	✓
5 ^{ème}	1350,4616	60x60	0,15005129	✓	5 ^{ème}	908,316	50	0,10919926	✓
6 ^{ème}	702,5065	55x55	0,09289342	✓	6 ^{ème}	607,5491	45	0,07304056	✓
7 ^{ème}	390,6267	50x50	0,06250027	✓	7 ^{ème}	323,8341	40	0,03367572	✓

⑥ **Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003 :

- ☞ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ☞ Les voiles et les portiques reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ☞ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1- Justification des voiles sous charges verticales

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS

Tableau III.15 : Justification des voiles sous charge vertical du Modèle Final.

	P_{totale} (kN)	P_{voile} (kN)	Le rapport (%) $\leq 20\%$	Justification
EFFORT	106288.982	6300.4274	5.93	✓

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

2- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales (E) repris par les portiques

Tableau III.16 : Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les Portique du Modèle Final.

	Sens X (kN)		Sens X (%)	Sens Y (kN)		Sens Y (%)
	F_{totale}	$F_{portique}$	F_p/F_t	F_{totale}	$F_{portique}$	F_p/F_t
7^{ème}	1996.6029	1996.6029	100	1997.9073	1997.9073	100
6^{ème}	3036.037	3036.037	100	3035.0397	3035.0397	100
5^{ème}	4298.8641	4298.8641	100	4292.7292	4292.7292	100
4^{ème}	5327.7406	2103.1605	39,4756	5324.7532	2118.6226	39,7881
3^{ème}	6256.4285	3116.9586	49,820094	6259.3387	3120.9704	49,8610
2^{ème}	6988.2902	3162.676	45,256792	6985.4292	3145.8195	45,0404
1^{er}	7448.3875	2780.4788	37,329942	7450.0799	2793.5556	37,4969
RDC	7649.805	3395.7717	44,390304	7651.389	3398.4731	44,4164

En conclusion, vu que les voiles de contreventement reprennent moins de 20 % des charges verticales et que les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales pour tous les niveaux et dans les 2 directions, Alors la valeur 5 attribuée au coefficient de comportement est justifiée.

⊙L'influence de l'épaisseur des voiles sur la rigidité latérale du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats pour 3 épaisseurs différentes

Tableau III.17 : L'influence d'épaisseurs des voiles sur la rigidité latérale la structure

	<i>e=20cm</i>	<i>e=18cm</i>	<i>e=15cm</i>
T_1 (s)	0.862	0.870	0.882
T_2 (s)	0,774	0.779	0.780
W (kN)	97478.009	97285.7201	96997.2867
V_{dyn}^x (kN)	7649.805	7614.2473	7552.9908
V_{dyn}^y (kN)	7651.389	7615.9993	7555.034
$0.8*V_x$	9591.83609	9572.97486	9544.53301
$0.8*V_y$	9591.83609	9572.97486	9544.53301
r_y	1,25386674	1,25723719	1,26367597
r_y	1,25360717	1,25694797	1,26333422
$Max(\Delta_K^x)(mm)$	31.7	31.87	32.12
$Max(\Delta_K^y)(mm)$	31.52	31.68	31.94
$\bar{\Delta}(mm)$	32.3	32.3	32.3
P_{Totale} (kN)	106288.982	108930.225	405857.206
P_{voile} (kN)	6300.4274	6067.324	5236.317
P_t/P_v (%)	5.93	5.57	4.94

On constate à partir du tableau précédent que la diminution de l'épaisseur des voiles n'affecte pas la rigidité latérale du bâtiment de manière considérable. En effet une différence de 5 cm implique une différence de 1.307% en terme de déplacement selon x ($\frac{32.12-31.7}{32.12} = 1.307\%$), et de 1.314% selon y, ce qui est insignifiant (ou négligeable).

Conclusion :

A partir de l'analyse des résultats des étapes ⑤, ⑥ et ⑦ il s'avère que le modèle final peut être retenus pour le ferrailage dans le chapitre suivant.

Cependant il est a noté que le modèle comporte des bouts de voile ce qui vas induire des efforts (moments) importants (sous combinaison sismique) dans les poutres attachées aux bouts de voile impliquant un ferrailage conséquent dans ces poutres.

C'est pour quoi est dans le but d'éviter ce qui précède nous avons choisis de rajouter un linteau (en béton armé) de 80cm de haut (sous la partie de la poutre qui n'est pas relié au bout de voile) qui relié le bout de voile au poteau voisin (voire figure III.11).

Les résultats de l'analyse de Modèle Final avec linteau sont présentés ci après :

⑧ Analyse du Modèle Final avec linteaux

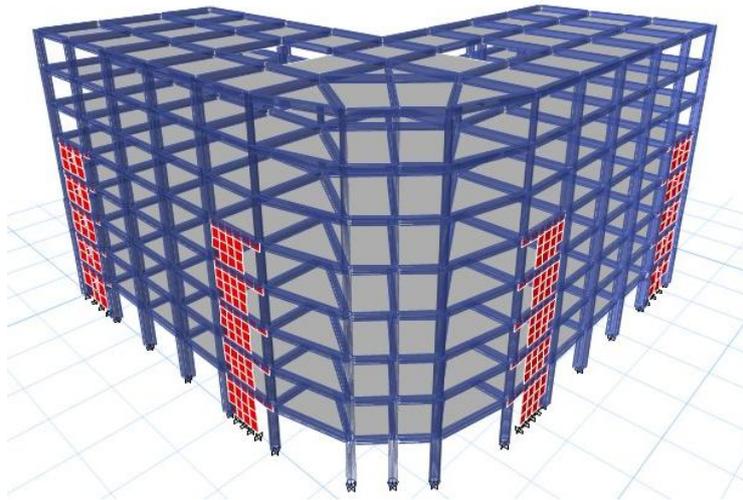


Figure III.9 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final avec linteau

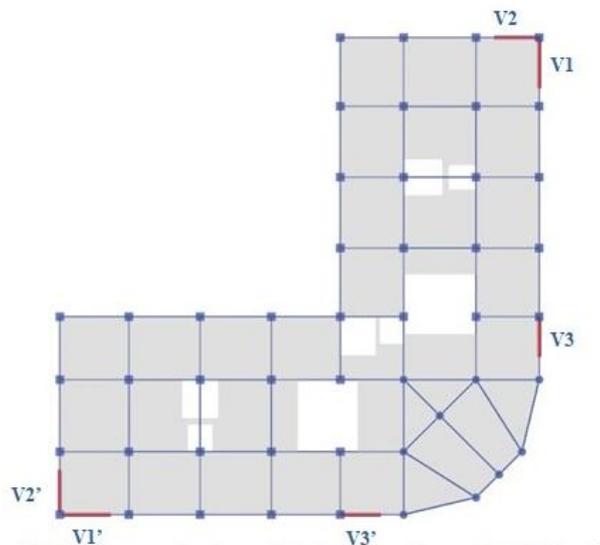


Figure III.10 : Vue en plan du Modèle Final avec linteau du RDC au 4^{ème} étage

Tableau III.18 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et des linteaux

<i>Bouts de voiles</i>	<i>e (cm)</i>	<i>L sans linteaux (m)</i>	<i>Longueur du linteaux (m) ;h=80cm</i>
<i>1 et 1' (avec ouverture)</i>	20	4.4	1.6
<i>2 et 2'</i>	20	3.7	1.8
<i>3 et 3'</i>	20	3.5	2.5

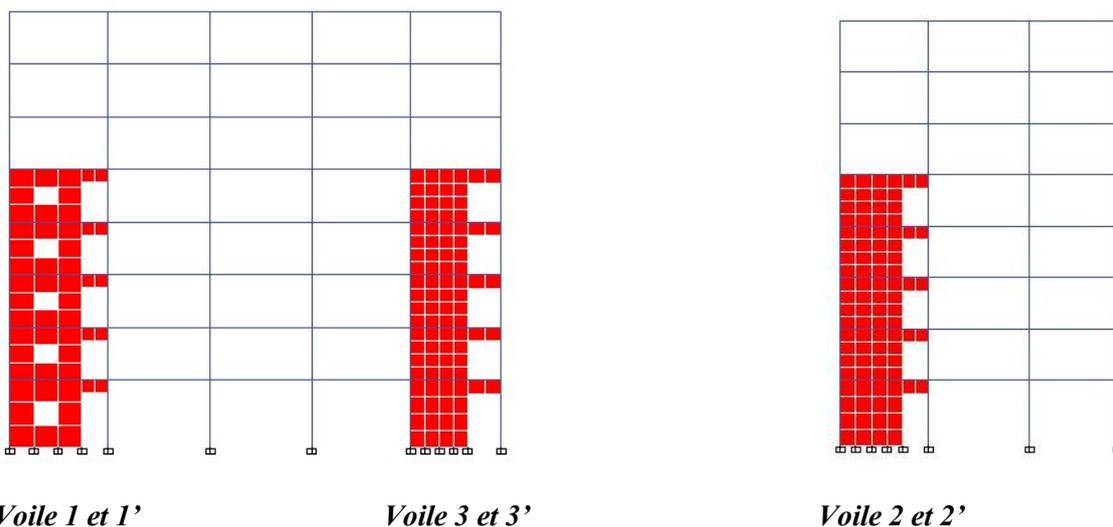


Figure III.11 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final avec linteaux rajoutés

A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final avec linteaux

Tableau III.19 : Période et facteurs de participation massique du Modèle Final avec linteaux

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,769	0,3388	0,3372	0,3388	0,3372
2	0,687	0,3201	0,3217	0,6589	0,659
3	0,527	0,0011	0,0009	0,66	0,6599
4	0,312	0,075	0,0767	0,735	0,7365
5	0,297	0,0992	0,0975	0,8342	0,834
6	0,236	0,0007	0,0008	0,835	0,8348
7	0,178	4,065E-06	2,218E-06	0,835	0,8349
8	0,177	6,087E-06	2,032E-06	0,835	0,8349
9	0,177	1,885E-05	7,823E-06	0,835	0,8349
.
.
.
20	0,174	7,452E-07	9,417E-07	0,835	0,8349

A partir du tableau précédent on remarque à partir de 3^{ème} mode que les modes de rotation dominant, donc pour trouver le nombre de mode utile on applique l'article 4.3.4 du RPAVer2003 ce qui donne :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad k > 3\sqrt{8} = 8.48 \quad \text{soit : } k = 9 \text{ et } T_9 = 0.177s < 0.2s.$$

L'analyse dynamique du Modèle Final avec linteaux donne les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre 33.88+33.72=67.6%
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale perpendiculaire à la direction du mode 1 de l'ordre de 32.01+32.17=64.18%
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

B) Résultantes des forces sismiques

On a : $W = 97687,359 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = V_y = \frac{Ax Dx Q}{R} w = 12015,5452 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times V_y = 0,8 \times 12015,5452 = 9612,43613 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 8021,4884 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 9612,43613 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1.198.$$

$$F_2 = V_{ty} = 8022,6562 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 9612,43613 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1.198.$$

C) Vérification des déplacements inter étage

Tableau III.20 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final avec linteau

	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ^x (mm)	δ^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	26,807	26,748	160,618	160,2421	22,9960	23,09456	32,3	✓	✓
7^{ème}	22,969	22,893	137,622	137,1475	29,79063	29,60057	32,3	✓	✓
6^{ème}	17,997	17,952	107,832	107,547	28,93981	28,78583	32,3	✓	✓
5^{ème}	13,167	13,147	78,8924	78,76113	19,57481	19,53602	32,3	✓	✓
4^{ème}	9,9	9,886	59,3176	59,22511	18,31656	18,28993	32,3	✓	✓
3^{ème}	6,843	6,833	41,0010	40,93518	16,93248	16,90606	32,3	✓	✓
2^{ème}	4,017	4,011	24,0685	24,02912	14,24222	14,21618	32,3	✓	✓
1^{er}	1,64	1,638	9,82635	9,812941	9,826353	9,812941	40,8	✓	✓

D) Vérification spécifique aux sollicitations normales

Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés et circulaires du Modèle Final avec linteau

Niveau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	$\nu \leq 0.3$	Obs	Niveau	N_d (kN)	D (cm)	$\nu \leq 0.3$	Obs
RDC	4676,8578	80x80	0,292	✓	RDC	2289,6119	70	0,23809821	✓
1^{er}	3979,2699	75x75	0,283	✓	1^{er}	1971,4798	65	0,23701457	✓
2^{ème}	3315,096	75x75	0,236	✓	2^{ème}	1674,8187	65	0,20134948	✓
3^{ème}	2654,1332	70x70	0,217	✓	3^{ème}	1380,6347	60	0,16598219	✓
4^{ème}	2001,6399	65x65	0,18950437	✓	4^{ème}	1088,4549	55	0,13085585	✓
5^{ème}	1353,3015	60x60	0,15036683	✓	5^{ème}	805,8633	50	0,09688222	✓
6^{ème}	704,6854	55x55	0,09318154	✓	6^{ème}	526,0151	45	0,06323841	✓
7^{ème}	391,3152	50x50	0,06261043	✓	7^{ème}	307,4074	40	0,03196749	✓

E) Justification du coefficient de comportement :

1- Justification des voiles sous charges verticales

Tableau III.22: Justification des voiles sous charge vertical du Modèle Final avec Linteau

	P_{totale} (kN)	P_{voile} (kN)	Le rapport (%) ≤ 20%	Justification
EFFORT	109652.14	7573.6041	6.9	✓

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dus aux charges verticales.

2- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques

Tableau III.23 : Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques pour le modèle finale avec linteau

	Sens X (kN)		Sens X (%)	Sens Y (kN)		Sens Y (%)
	F_{totale}	$F_{portique}$	F_p/F_t	F_{totale}	$F_{portique}$	F_p/F_t
7^{ème}	2202,0413	2202,0413	100	2208,0983	2208,0983	100
6^{ème}	3313,6017	3313,6017	100	3316,2446	3316,2446	100
5^{ème}	4596,304	4596,304	100	4590,0248	4590,0248	100
4^{ème}	5609,2049	1467,9499	26,170374	5607,48	1472,369	26,2572
3^{ème}	6553,5402	2759,7106	42,110222	6552,0548	2764,216	42,1885
2^{ème}	7310,9298	2774,4687	37,949601	7304,1141	2799,4525	38,3270
1^{er}	7796,2987	2524,7989	32.384584	7800,3515	2514,835	32.2400
RDC	8021,4884	3293,4862	41.058292	8022,6562	2711,373	33.7964

L'effort tranchant repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux et dans les deux sens.

Remarque :

Avant de lire à partir du fichier de sortie de l'ETABS, les efforts nécessaires au ferrailage des éléments résistant, nous avons multiplié chaque composante de la fonction du spectre de réponse par 1.198 (rx=ry=1.198).

Chapitre IV
Ferraillage des Eléments
Principaux

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.

I. Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEL 91 modifié 99 » et « RPA 99 modifié 2003 ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : Poteaux ; Poutres ; Voiles.

II. Ferrailage des poteaux

II.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).
- Section partiellement comprimée (**SPC**).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	σ_{bc}	γ_s	$f_e(\text{MPa})$	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15		18.48	1		400

II.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:
Situation durable :

- ELU → 1.35G+1.5Q
- ELS → G+Q

Situation accidentelle :

- Combinaison 1 → G+Q±E
- Combinaison 2 → 0.8G±E

Avec : **G** : Charges permanentes ; **Q** : Surcharge d'exploitation ; **E** : Action du séisme.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}).

☞ **Recommandations du « BAEL91 modifié 99 » :**

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre de la section en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton ; **A_s** : la section d'acier

☞ **Recommandations des « RPA 99 modifié 2003 » :**

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique **III** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \text{ en Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \text{ en Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec : **A_s** : La section d'acier ; **B** : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal des armatures longitudinale est de $\varnothing_1=12$ mm.
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$.
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser **20 cm** et ne doit pas être inférieur à **5cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right).$$

Avec : **h_e** : La hauteur d'étage ; **b₁** et **h₁** : Dimensions du poteau.

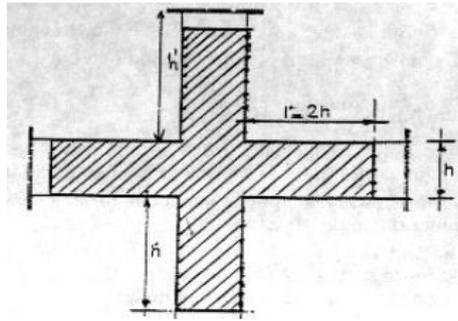


Figure IV.1 : Zone nodale

II.3 Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

II.4 Ferrailage

II.4.1 Poteaux carrées

✓ Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau IV.2 : Ferrillages des poteaux carré situations durable

Etage	RDC	1 ^{er} /2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	80x80	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
N^{max}	-6357.53	-5403.13	-3592.87	-2701.28	-1818.84	-942.21	-525.3
M_2^{CORR}	-2.0275	1.39	0.92	1.99	3.64	2.65	-2.03
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{max}	-6357.53	-5403.13	-3592.87	-2701.28	-1818.84	-942.21	-525.3
M_3^{CORR}	11.78	24.68	17.24	13.76	17.62	-12.98	80.94
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-1556.24	-1101.57	-880.103	-664.44	-453.47	-253.22	135.58
M_2^{CORR}	-40.74	-41.84	-41.9	-38.34	-47.07	-8.8021	61.43
A'_s	0	0	0	0	0	0	1.86
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-1556.24	-1101.57	-880.103	-664.44	-453.47	-253.22	135.58
M_3^{CORR}	39.23	40.16	40.23	37.11	-50.08	-4.76	60.76
A'_s	0	0	0	0	0	0	1.82
A_s	0	0	0	0	0	0	0
M_3^{max}	107.12	189.09	163.78	162.25	159.36	148.47	131.12
N^{CORR}	-5325.73	-4657.66	-3087.64	-2315.86	-1553.84	-798.09	-263.021
A'_s	0	0	0	0	0	0	4.82
A_s	0	0	0	0	0	0	0

M_2^{max}	117.45	161.5	141.71	143.81	141.69	139.25	120.71
N^{CORR}	-5401.09	-4579.2	-3038.61	-2281.63	-1534.46	-792.12	-257.72
A'_s	0	0	0	0	0	0	4.17
A_s	0	0	0	0	0	0	0

✓ Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle ($0,8G \pm E$)

Etage	RDC	1 ^{er} / 2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	80x80	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
N^{max}	-3055.4	-2169.05	-1742.44	-1320.71	-901.65	-480.99	-285.51
M_2^{CORR}	-284.07	-101.23	-83.35	-55.9	-201.13	-117.96	112.412
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	2.56
N^{max}	-3055.4	-2169.05	-1742.44	-1320.71	-901.65	-480.99	-285.51
M_3^{CORR}	-295.99	-107.09	-88.23	-63.68	-219.14	-1140.36	-88.95
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0.95	1.22
N^{min}	-529.61	-330.42	-239.34	-151.16	-82.14	-42.74	-33.89
M_2^{CORR}	36.09	-7.32	12.6	53.22	29.48	72.09	30.73
A'_s	0	0	0	0.2	0.22	2.95	1.2
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-529.61	-330.42	-239.34	-151.16	-82.14	-42.74	-33.89
M_3^{CORR}	84.3142	38.5	60.35	91.81	69.48	74.87	85.29
A'_s	0	0	0	1.79	2	3.09	4.19
A_s	0	0	0	0	0	0	0
M_3^{max}	317.39	188.58	158.98	131.4	387.57	189.52	126.01
N^{CORR}	-1655.41	-2006.27	-1438.75	-1080.48	-238.91	-383.8	-107.04
A'_s	0	0	0	0	14.93	4.71	5.55
A_s	0	0	0	0	0	0	0
M_2^{max}	315.61	179.99	153.11	127.5	348.53	192.95	124.65
N^{CORR}	-1023.67	-2146.12	-1422.7	-1067.2	-292.39	-384.72	-91.14
A'_s	0	0	0	0	12.41	4.89	5.67
A_s	0	0	0	0	0	0	0

✓ Situation accidentelle : $G+Q \pm E$

Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle ($G+Q \pm E$)

Etage	RDC	1 ^{er} / 2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	80x80	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
N^{max}	-4676.8	-3979.24	-2654.1	-2001.6	-1353.3	-704.69	-391.32
M_2^{CORR}	-284.53	-100.795	-82.99	-55.28	-209.08	-117.19	-71.82
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{max}	-	-	-	-	-1353.3	-704.69	-391.32

	4676.86	3979.247	2654.13	2001.64			
M_3^{CORR}	-292.95	-100.61	-83.76	-60.37	-214.57	-143.79	-18.44
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-825.61	-681.13	-407.96	-278.79	-170.35	-91.17	-63.83
M_2^{CORR}	27.65	-11.35	3.94	43.24	18.22	71.44	17.12
A'_s	0	0	0	0	0	2.3	0.07
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-825.61	-681.13	-407.96	-278.79	-170.35	-91.17	-63.83
M_3^{CORR}	93.37	45.376	69.63	99.71	80.13	75.67	98.81
A'_s	0	0	0	0	1.36	2.51	4.56
A_s	0	0	0	0.5	0	0	0
M_3^{max}	334.72	240.59	204.29	176.41	404.01	-231.34	156.29
N^{CORR}	-3950.0	-3352.3	-2218.1	1660.53	-388.95	-570.09	-165.28
A'_s	0	0	0	0	14.04	0	6.58
A_s	0	0	0	0	0	4.78	0
M_2^{max}	325.14	225.1036	193.01	167.96	371.41	-232.5	150.95
N^{CORR}	-3859.6	-3274.04	-2165.4	-1620.1	-489.07	-562.16	-147.38
A'_s	0	0	0	0	11.4	0	6.49
A_s	0	0	0	0	0	4.94	0

II.4.2 Poteaux circulaire

✓ Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau IV.5 : Ferrailages des poteaux circulaires situations durable

Etage	RDC	1 ^{er} /2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Diamètre (cm)	70	65	60	55	50	45	40
N^{max}	-3280.6	-2831.31	-1999.5	-1598.4	-1205.1	-815.42	-432.08
M_2^{CORR}	9.24	26.51	21.12	21.66	22.14	19.44	-3.2
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{max}	- 3280.61	-2831.31	-1999.5	-1598.4	-1205.1	-815.42	-432.08
M_3^{CORR}	-9.42	-25.02	-10.88	-8.82	-8.33	-8.9	-26.94
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	- 1997.12	-1457.72	- 1188.95	-925.06	-667.7	-410.69	-168.99
M_2^{CORR}	47.53	58.013	57.91	56.78	53.94	31.34	52.9
A_s	0	0	0	0	0	0	5.25
N^{min}	-1997.1	-1457.72	-1188.9	-925.06	-667.7	-410.69	-168.99
M_3^{CORR}	-47.35	-57.82	-57.71	-56.65	-54.06	22.39	-52.23
A_s	0	0	0	0	0	0	5.1
M_3^{max}	36.49	69.54	83.55	80.44	73.45	63.17	59.05
N^{CORR}	-2096.4	-1494.87	-1251.2	-979.38	-711.53	-454.21	-196.1
A_s	0	0	0	0	0	0	5.92
M_2^{max}	60.66	96.152	67.82	66.13	66.34	50.52	63.61

N^{CORR}	-2047.4	-1804.78	-1223.5	-955.67	-680.26	-435.88	-216.72
A_s	0	0	0	0	0	0	6.46

✓ Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux circulaire situations accidentelle ($G+Q+E$)

Etage	RDC	1 ^{er} /2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Diamètre (cm)	70	65	60	55	50	45	40
N^{max}	-2464.6	-2123.96	-1494.3	-1198.3	-903.57	-610.1	-326.08
M_2^{CORR}	-109.85	-68.54	-69.68	-59.15	-119.47	-89.8	-63.82
A_s	0	0	0	0	0	0	2.28
N^{max}	-2464.6	-2123.96	-1494.3	-1198.3	-903.57	-610.1	-326.08
M_3^{CORR}	-123.45	-120.95	-110.92	-97.84	-152.82	-118.03	-77.64
A_s	0	0	0	0	0	3.22	4.94
N^{min}	-1113.3	-951.35	-647.83	-496.04	-358.32	-226.5	-111.97
M_2^{CORR}	64.47	89.54	115.75	96.25	133.09	70.77	62.76
A_s	0	0	0	0	8.2	4.1	7.2
N^{min}	-1113.3	-951.35	-647.83	-496.04	-358.32	-226.5	-111.97
M_3^{CORR}	-22.7	-7.56	4.73	-8.85	21.14	68.65	10.58
A_s	0	0	0	0	0	3.7	0
M_3^{max}	140.27	154.32	147.36	134.56	184.39	145.27	99.26
N^{CORR}	-1148.7	-974.7	-667.62	-512.9	-373.04	-257.07	-120.66
A_s	0	0	0	2.58	15.38	24.12	13.62
M_2^{max}	130.48	125.57	115.75	98.59	158.12	121.9	86.57
N^{CORR}	-2046.2	-1796.29	-647.83	-1070.3	-821.27	-554.57	-113.03
A_s	0	0	0	0	2.26	5.21	11.44

✓ Situation accidentelle : $0,8G\pm E$

Tableau IV.7 : Ferrailages des poteaux circulaires situations accidentelle ($0,8G\pm E$)

Etage	RDC	1 ^{er} /2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Diamètre (cm)	70	65	60	55	50	45	40
N^{max}	-1759.89	-	-	-839.2	-635.9	-433.1	-238.84
		1515.06	1043.5 2				
M_2^{CORR}	-123.01	-101.04	-73.87	-63.46	123.97	-93.8	-62.44
A_s	0	0	0	0	0.66	2.89	4.08
N^{max}	-1759.89	-1515.1	-1043.5	-839.2	-635.9	-433.1	-238.84
M_3^{CORR}	-119.49	-94.85	-108.42	-95.96	-151.06	-116.01	-71.77
A_s	0	0	0	0	4.8	6.67	5.79
N^{min}	-666.36	-496.13	-378.77	-285.73	-206.33	-142.36	-71.97
M_2^{CORR}	51.7	51.14	55.91	82.07	120.32	63.41	53.28
A_s	0	0	0	1.55	10	5.06	6.54

N^{min}	-666.36	-496.13	-378.77	-285.73	-206.33	-142.36	-71.97
M_3^{CORR}	-22.7	-7.56	4.73	-8.85	21.14	68.65	10.58
A_s	0	0	0	0	0	5.08	1.25
M_3^{max}	-132.4	-130.84	129.45	117.33	168.69	131.7	86.79
N^{CORR}	-694.38	-562.68	-394.42	-298.94	-217.72	-158.5	-78.031
A_s	0	0	3.11	5.55	16.54	15.33	12.3
M_2^{max}	127.31	142.44	107.32	94.74	150.6	117.76	75.54
N^{CORR}	-1382.29	-1078.3	-943.77	-745.72	-555.9	-385.87	-72.66
A_s	0	0	0	0	6.41	7.9	10.42

II.5 Choix d'armature

II.5.1 Poteaux carrées

Tableau IV.8 : Choix des armatures des poteaux carrées

Section (cm ²)	$A_s^{calculé/face}$		A_s^{RPA}			$A_s^{nécessaire\ totale}$	
	$A_s^{calculé}$ (cm ²)	$A_s^{nécessaire}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} Z.R (cm ²)	A_s^{max} Z.C (cm ²)	$A_s^{nécessaire\ totale}$ (cm ²)	Choix d'armature
80x80	/	/	57.6	384	192	57.6	8T25+8T20
		/					64.37
75x75	/	/	50.63	337.5	186.75	50.625	4T25+12T20
		/					57.32
70x70	/	/	44.1	294	147	44.1	4T25+4T20+8T16
		/					48.036
65x65	1.79	2T25+3T16	38.03	253.5	126.75	38.025	4T25+12T16
		15.85					43.76
60x60	14.93	5T20	32.4	216	108	50.27	16T20
		15.71					50.27
55x55	4.94	4T16+1T14	27.23	181.5	90.75	30.39	12T16+4T14
		9.58					30.29
50x50	6.58	5T14	22.5	150	75	24.63	16T14
		7.70					24.63

II.5.2 Poteaux circulaire

Tableau IV.9 : Choix des armatures des poteaux circulaires

Section (cm ²)	$A_s^{calculé}$ (cm ²)	A_s^{RPA}			$A_s^{nécessaire\ totale}$	
		A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} Z.R (cm ²)	A_s^{max} Z.C (cm ²)	$A_s^{nécessaire\ totale}$ (cm ²)	Choix d'armature
70	/	34.62	230.79	115.395	34.62	4T25+8T16
						35.7
65	/	29.85	198.9975	99.5	29.85	4T25+8T16
						35.7
60	3.11	25.434	169.65	84.78	25.434	4T20+8T16
						28.64

55	5.55	21.37	142.48	71.24	21.37	8T16+4T14
						22.23
50	16.54	17.66	117.75	58.785	17.66	12T14
						18.46
45	24.12	14.3	95.38	47.69	24.12	4T20+8T16
						28.64
40	13.62	11.304	75.36	37.68	13.62	4T14+8T12
						15.20

II.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc}=0.6f_{c28}=15\text{MPa.}$$

- État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63$ MPa.

II.6.1 Poteaux carrés

Tableau IV.10 : Vérifications des contraintes des poteaux carrés

Section (cm ²)	Sollicitation	N_s	M_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
80x80	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-4612.19	-1.47	93.8	201.63	✓	6.27	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-4612.19	8.54	92.9	201.63	✓	6.33	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-3921.83	-84.79	89.8	201.63	✓	6.03	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-3918.11	84.87	89.8	201.63	✓	6.03	15	✓
75x75	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-3919.66	0.9935	90.8	201.63	✓	6.05	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-3919.66	17.87	93.2	201.63	✓	6.23	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-3379.65	136.63	97.6	201.63	✓	6.6	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-3375.63	-137.22	97.6	201.63	✓	6.6	15	✓
70x70	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-2607.18	0.64	68.9	201.63	✓	4.57	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-2607.18	12.49	70.5	201.63	✓	4.71	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	2241.16	118.31	78.9	201.63	✓	5.36	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	2237.2	-119.7	82.2	201.63	✓	5.63	15	✓
65x65	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-1960.84	1.42	63	201.63	✓	4,2	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-1960.84	9.25	60,5	201.63	✓	4,33	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	1681.60	117.19	81	201.63	✓	5,59	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-1678.2	-119.27	81,4	201.63	✓	5,62	15	✓
60x60	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-1321.23	2.62	49,4	201.63	✓	3,3	15	✓

	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-1321.23	12.77	52,3	201.63	✓	3,51	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-1129.21	115.12	74,4	201.63	✓	5,2	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-1126.61	-117.11	74,8	201.63	✓	5,24	15	✓
55x55	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-685.9	1.90	31,8	201.63	✓	2,13	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-685.9	-9.4	34,8	201.63	✓	2,35	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-581.5	107.14	73,5	201.63	✓	5,33	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-580.03	-109.9	75,1	201.63	✓	5,46	15	✓
50x50	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-384.48	-1.50	21,9	201.63	✓	1,47	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-384.48	58.75	54,5	201.63	✓	3,97	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-192.07	95.57	79,3	201.63	✓	6,45	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-192.52	-95.72	79,4	201.63	✓	6,46	15	✓

II.6.2 Poteaux circulaires

Tableau IV.11 : Vérifications des contraintes des poteaux circulaire

Section (cm ²)	Sollicitation	N_s	M_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
70	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-2393,08	6.77	84,6	201.63	✓	5,65	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-2393.08	-6.86	84,63	201.63	✓	5,66	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-1497.55	-44.31	66,29	201.63	✓	4,51	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-1496.15	44.36	66,25	201.63	✓	4,51	15	✓
65	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-2065.36	19.42	88,63	201.63	✓	5,96	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-2065.36	-18.23	88,15	201.63	✓	5,93	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-1318.95	70.30	79,87	201.63	✓	5,52	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-1317.82	70.4	79,87	201.63	✓	5,52	15	✓
60	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-1458.94	15.49	75,52	201.63	✓	5,09	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-1458.94	-7.95	71,64	201.63	✓	4,81	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-914.26	61.09	73,78	201.63	✓	5,15	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-913.3	-61.5	73,94	201.63	✓	5,16	15	✓
55	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-1166.57	15.88	75,66	201.63	✓	5.13	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-1166.57	-6.45	69,3	201.63	✓	4,66	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-715.6	58.82	79,58	201.63	✓	5,63	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-714.5	-59.37	79,97	201.63	✓	5,66	15	✓
50	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-879.9	16.22	73,68	201.63	✓	5,04	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-879.9	-6.09	64,66	201.63	✓	4,36	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-519.93	53.71	85,16	201.63	✓	6,15	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-511.62	-55.14	86,45	201.63	✓	6,25	15	✓
45	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-595.98	14.24	59,32	201.63	✓	4,11	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-595.98	-6.49	51,25	201.63	✓	3,49	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-331.97	46.19	78,89	201.63	✓	5,87	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-329.45	-46.84	79,74	201.63	✓	5,94	15	✓
40	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-316.74	-2.24	35,81	201.63	✓	2,43	15	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-316.74	-19.68	64,19	201.63	✓	4,66	15	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{max}$	-143.45	43.19	113,34	201.63	✓	9,23	15	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{max}$	-158.38	46.47	122,07	201.63	✓	9,93	15	✓

II.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau (h-c).

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

☞ Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

☞ Selon le « RPA99 modifié 2003 » :

$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$.

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda_g < 5$.

Avec :

- λ : L'élançement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

II.7.1 Poteaux carrés

Tableau IV.12 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	Obs
RDC 80x80	107,461	0,17444968	3.75	0,04	1	2.5	✓
1 ^{er} /2 ^{ème} 75x75	127,2813	0,23570611	3.015	0,04	1	2.5	✓
3 ^{ème} 70x70	129,9094	0,27699232	3.23	0,04	1	2.5	✓
4 ^{ème} 65x65	105,9889	0,26299975	3.478	0,04	1	2.5	✓
5 ^{ème} 60x60	188,6027	0,55146988	3.768	0,04	1	2.5	✓
6 ^{ème} 55x55	153,1097	0,5353486	4.11	0,04	1	2.5	✓
7 ^{ème} 50x50	98,3813	0,41864383	4.522	0,04	1	2.5	✓

II.7.2 Poteaux circulaires

Tableau IV.13 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires

D (cm)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau u}^{CBA}$ (MPa)	Obs
RDC 70	56,6259	0,12073753	4.08	0,04	1	2.5	✓
1 ^{er} /2 ^{ème} 65	99,2485	0,24627419	3.478	0,04	1	2.5	✓
3 ^{ème} 60	94,912	0,27752047	3.768	0,04	1	2.5	✓
4 ^{ème} 55	82,9404	0,2900014	4.11	0,04	1	2.5	✓
5 ^{ème} 50	114,2925	0,48635106	4.522	0,04	1	2.5	✓
6 ^{ème} 45	93,9812	0,49725503	5.024	0.075	1.875	2.5	✓
7 ^{ème} 40	66,7269	0,45085743	5.65	0.075	1.875	2.5	✓

II.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes Selon le

☞ « BAEL91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0.9 D ; 40\text{cm}) . \\ \emptyset_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 10 \emptyset_l \right) . \\ \frac{A_t f_e}{b s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right) . \end{array} \right.$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.
- \emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.
- D : Diamètre du béton.

☞ Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq (b/2; h/2; 10\phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t f_e}{b S_t}$ en (%) est donnée comme suite:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{array} \right.$$

Interpolations entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda = \frac{L_f}{a}$).

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums et le choix des armatures transversales pour les poteaux.

II.8.1 Poteaux carrés

Tableau IV.14: Espacement des cadres des poteaux carrés

Etage	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC	80x80	8T25+8T20	20	10	20
1 ^{er} /2 ^{ème}	75x75	4T25+12T20	20	10	20
3 ^{ème}	70x70	4T25+4T20+8T16	16	10	15
4 ^{ème}	65x65	4T25+12T16	16	10	15

5 ^{ème}	60x60	16T20	20	10	15
6 ^{ème}	55x55	12T16+4T14	14	10	15
7 ^{ème}	50x50	16T14	14	10	15

Tableau IV.15: Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adop} (cm ²)
RDC	80x80	2,856	3.75	3,75	107,461	N	10	1,259	8T8	4.02
						C	20	2,518	8T8	4.02
1 ^{er} /2 ^{ème}	75x75	2,261	3.015	3,75	127,2813	N	10	1,591	8T8	4.02
						C	20	3,182	8T8	4.02
3 ^{ème}	70x70	2,261	3.23	3,75	129,9094	N	10	1,739	8T8	4.02
						C	15	2,609	8T8	4.02
4 ^{ème}	65x65	2,261	3.478	3,75	105,9889	N	10	1,528	8T8	4.02
						C	15	2,293	8T8	4.02
5 ^{ème}	60x60	2,261	3.768	3,75	188,6027	N	10	2,946	8T8	4.02
						C	15	4,001	8T8	4.02
6 ^{ème}	55x55	2,261	4.11	3,75	153,1097	N	10	2,609	8T8	4.02
						C	15	3,914	8T8	4.02
7 ^{ème}	50x50	2,261	4.522	3,75	98,3813	N	10	1,844	8T8	4.02
						C	15	2,766	8T8	4.02

II.8.2 Poteaux circulaires

Tableau IV.16: Espacement des cadres des poteaux circulaires

Etage	Diamètre (cm)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC	70	4T25+8T16	16	10	15
1 ^{er} /2 ^{ème}	65	4T25+8T16	16	10	15
3 ^{ème}	60	4T20+8T16	16	10	15
4 ^{ème}	55	8T16+4T14	14	10	15
5 ^{ème}	50	12T14	14	10	15
6 ^{ème}	45	4T20+8T16	16	10	15
7 ^{ème}	40	4T14+8T12	12	10	15

Tableau IV.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires

Etage	D (cm)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adop} (cm ²)
RDC	70	2,856	4.08	3,75	56,6259	N	10	0,758	6T8	3.01
						C	15	1,137	6T8	3.01
1 ^{er} /2 ^{ème}	65	2,261	3.478	3,75	99,2485	N	10	1,431	6T8	3.01
						C	15	2,147	6T8	3.01
3 ^{ème}	60	2,261	3.768	3,75	94,912	N	10	1,483	6T8	3.01
						C	15	2,224	6T8	3.01
4 ^{ème}	55	2,261	4.11	3,75	82,9404	N	10	1,413	6T8	3.01
						C	15	2,120	6T8	3.01
5 ^{ème}	50	2,261	4.522	3,75	114,2925	N	10	2,142	6T8	3.01

						C	15	2.99	6T8	3.01
6 ^{ème}	45	2,261	5.024	2.5	93,9812	N	10	1,305	6T8	3.01
						C	15	1,957	6T8	3.01
7 ^{ème}	40	2,261	5.65	2.5	66,7269	N	10	1,042	6T8	3.01
						C	15	1,563	6T8	3.01

II.9 Ferrailage des poteaux du sous sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait sous charge verticales statiques car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : [Br = (a - 2) (b - 2)] cm²

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$\lambda = L_f/i$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B = a × b).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

II.9.1 Poteaux carrés

a- Calcul de l'effort normal pondère

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est donné par l'ETABS :

$$N_{u(RDC)} = 6357.53 \text{ kN}$$

$$N_{u(2ssol)} = 2022.82 \text{ kN}$$

$$N_{u \text{ totale}} = 8380.35 \text{ kN}$$

b- Calcul de ferrailage

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 23.09 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 285.6/23.09 = 12.37 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+2\left(\frac{12.37}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$Br = (800-20) \times (800-20) = 6084 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 8376.44 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{8380.35 \times 10^3}{0.83} - \frac{6084 \times 10^2}{0.9} \cdot \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -33.63 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 0.9\% B \quad \therefore A_s = A_{s \min}^{\text{RPA}} = 57.6 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple des poteaux du deux sous sol à donné une section inférieure à celle exigée par le RPA version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature des poteaux du RDC :
 $8T25+8T20=64.37\text{cm}^2$.

II.9.2 Poteaux circulaires

a- Calcul de l'effort normal pondère

Prénoms le poteau le plus sollicité dont l'effort normal donne par l'états :

$$N_{u(\text{RDC})} = 3280.61 \text{ kN}$$

$$N_{u(2\text{ssol})} = 805.91 \text{ kN}$$

$$N_{u \text{ totale}} = 4086.52 \text{ kN}$$

b- Calcul de ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 20.21 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 14.13 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+2\left(\frac{14.13}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$Br = 3631.68 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 3752.12 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{4086.52 \times 10^3}{0.82} - \frac{3631.68 \times 10^2}{0.9} \cdot \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -50.08 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 0.9\% B$$

$$A_s = A_{s \min}^{\text{RPA}} = 34.64 \text{ cm}^2$$

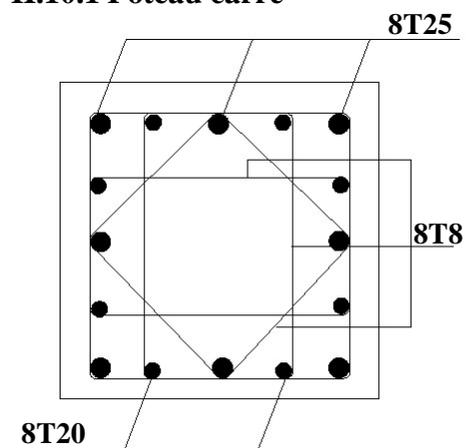
Le calcul en compression simple des poteaux des deux sous sol a donné une section inférieure à celle exigée par le RPA version 2003, par conséquent on retient pour le

ferrailage de ces poteaux la même section d'armature des poteaux du RDC :

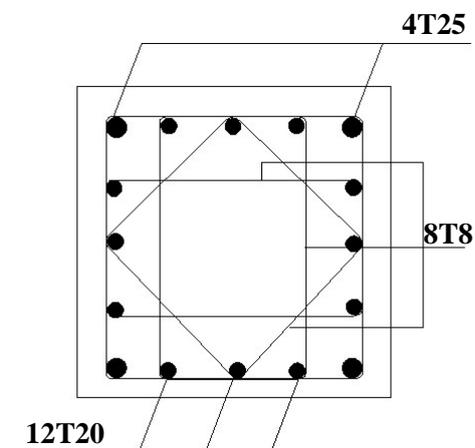
$$4T25+8T16=35.7\text{cm}^2$$

II.10 Dessin du ferrailage

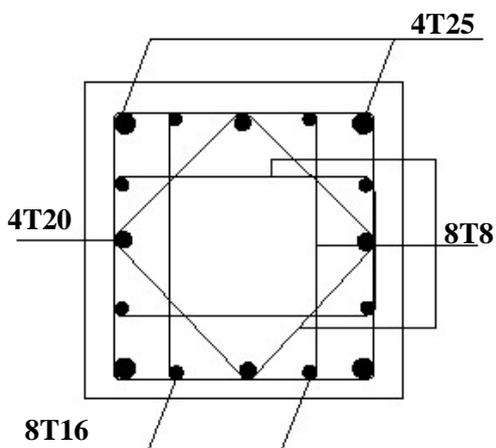
II.10.1 Poteau carré



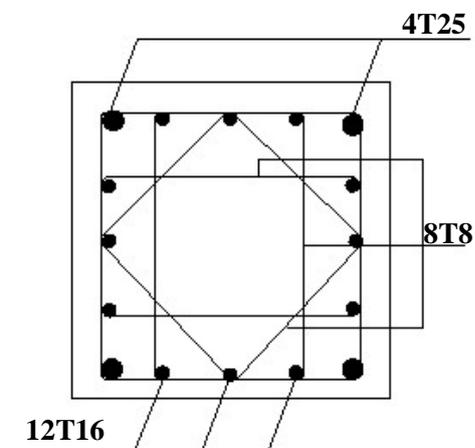
Poteaux RDC-sous sol 80x80 cm²



Poteaux 1^{er} / 2^{ème} 75x75 cm²



Poteaux 3^{ème} 70x70 cm²



Poteaux 4^{ème} 65x65 cm²

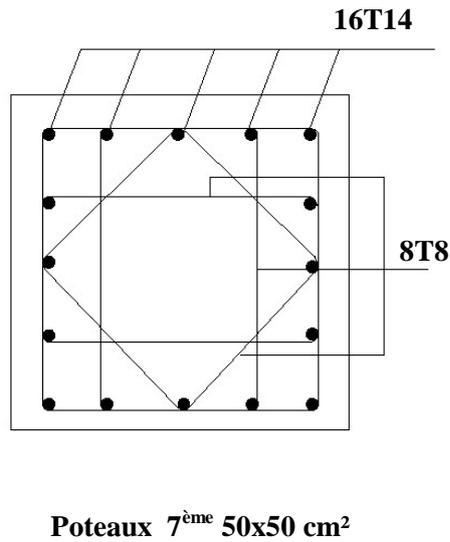
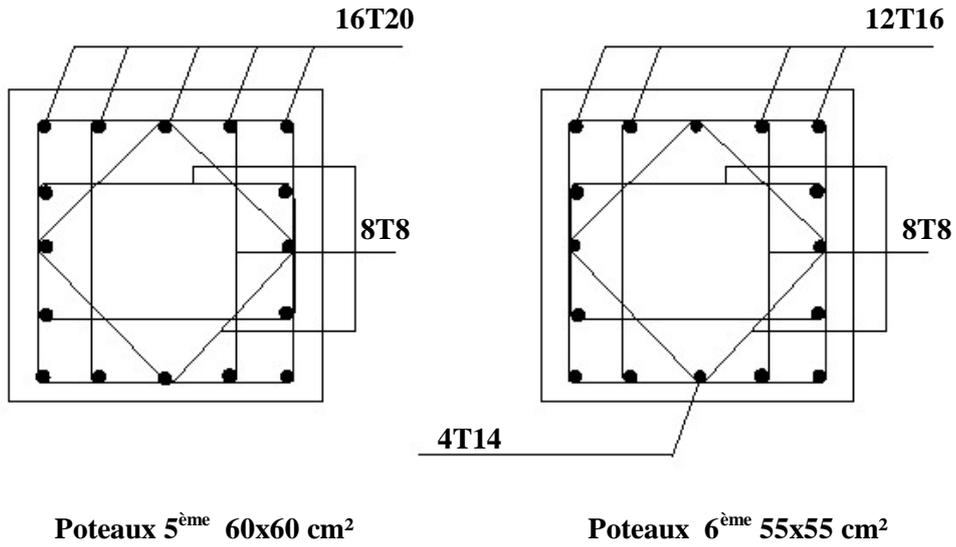
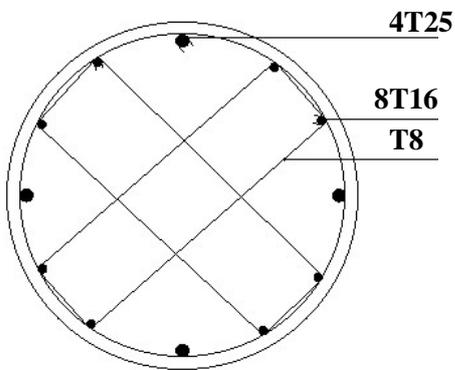
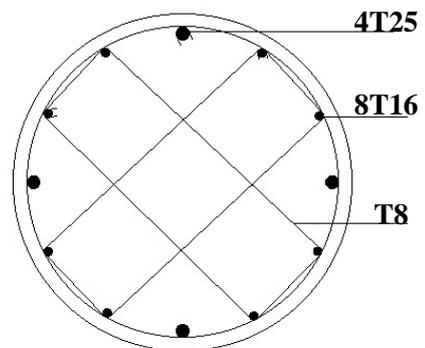


Figure IV.2 : Dessin de ferrailage des poteaux carrés.

II.10.2 Poteaux circulaire



Poteaux RDC-sous sol 70 cm



Poteaux 1^{er} / 2^{ème} 65 cm

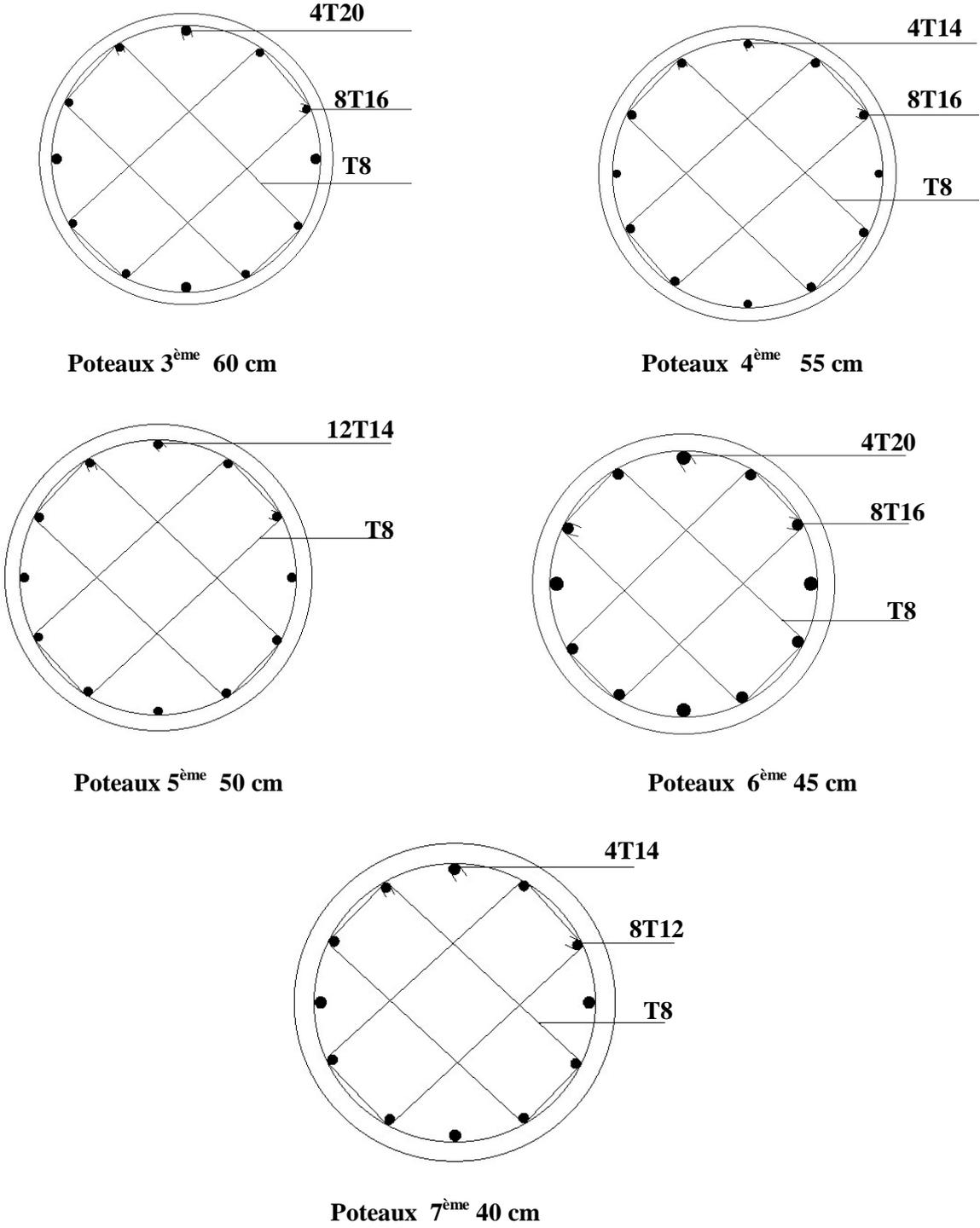


Figure IV.3 : Dessin de ferrailage des poteaux circulaires

III. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux. Les poutres sont sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc en flexion simple.

III.1 Les combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : selon **CBA 93**[4] :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \rightarrow ELU \\ G+Q \rightarrow ELS \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : selon **RPA 99 version 2003**[2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

☞ **Recommandations des règlements BAEL [1] et RPA99**[2] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [1] .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de [2] :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en zone III [2]
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° [2]
- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : A_t = 0,003×S_t×L [2]

Avec :

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$St \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\text{Ø} \right] \dots\dots\dots Z.N$$

$$St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots Z.C$$

h : Hauteur de la poutre.

Ø : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

III.2 Calcul du ferrailage

III.2.1 Poutre de plancher corps ceux

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poutre porteuse 30x50

- **ELU :**

Tableau IV.18: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (a L'ELU)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x50	Appuis	-196,1932	0	13,49
		Travée	133,5665	8,76	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x50	Appuis	-189.95	0	12,99
		Travée	133.09	8,73	0

- **G+Q±E :**

Tableau IV.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (G+Q±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x50	Appuis	-201,3808	0	11,47
		Travée	99,3912	5,43	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x50	Appuis	-257,1446	0	15,03
		Travée	129,2878	7,14	0

- **0.8G±E :**

Tableau IV.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (0.8G±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x50	Appuis	-158,3289	0	8,85
		Travée	74,251	4,01	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x50	Appuis	-213,7379	0	12,24
		Travée	120,4944	6,63	0

➤ Choix d'armature

Tableau IV.21: Choix d'armature pour les poutres porteuses 30x50

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{'adop} (cm ²)
Terrasse 30x50	Appuis	7.5	90	60	0	13,49	3T16+5T14	13.72	3T16	6.03
	Travée				8,76	0	3T16+2T14	9.11	3T16	6.03
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x50	Appuis	7.5	90	60	0	15,03	3T16+6T14	15,26	3T16	6.03
	Travée				8,73	0	3T16+2T14	9.11	3T16	6.03

Poutre non porteuse 30x45

- **ELU :**

Tableau IV.22: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (a l'ELU)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-88.69	0	6.49
		Travée	74.91	5.42	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-95.15	0	7
		Travée	62.69	4.49	0

- **G+Q±E :**

Tableau IV.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (G+Q±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-108.47	0	8.08
		Travée	67.45	4.85	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-198.12	0	13.72
		Travée	69.54	5.01	0

- **0.8G±E :**

Tableau IV.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (0.8G±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-90.63	0	6.65
		Travée	51.65	3.67	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-172.83	0	11.45
		Travée	67.205	4.85	0

➤ **Choix d'armature**

Tableau IV.25: Choix d'armature pour les poutres non porteuses 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A' _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A' _s	A' _s ^{adop} (cm ²)
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	8.08	3T16+2T12	8.29	3T12	3.39
	Travée				5.42	0	5T12	5.65	3T16	6.03
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	13.72	3T16+5T14	13.72	3T12	3.39
	Travée				5.01	0	5T12	6.65	3T16	6.03

III.2.2 Poutre pour plancher dalle pleine

Poutre secondaire 30x45

- **ELU :**

Tableau IV.26: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45 (a L'ELU)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-52,1705	0	3.66
		Travée	49,82	3.49	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-68,21	0	4.85
		Travée	52,28	3.67	0

- **G+Q±E :**

Tableau IV.27: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45(G+Q±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-73,8938	0	4.55
		Travée	40,3185	2.44	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-128,3424	0	8.14
		Travée	64,2029	3.94	0

- **0.8G±E :**

Tableau IV.28: Ferrailage pour les poutres secondaires 30x45 (0.8G±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x45	Appuis	-62,3036	0	3.82
		Travée	31,3572	1.89	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	Appuis	-114,7088	0	7.22
		Travée	69,2923	4.26	0

➤ **Choix d'armature**

Tableau IV.29: Choix d'armature pour les poutres secondaires 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{'adop} (cm ²)
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	4.55	3T14	4.62	2T14+T12	4.21
	Travée				3.49	0	2T14+T12	4.21	3T14	4.62
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	8.14	3T16+2T12	8.29	3T14	4.62
	Travée				4.26	0	3T14	4.62	3T16	6.03

Poutre principale 30x65

- **ELU :**

Tableau IV.30: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (a L'ELU)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x65	Appuis	-133,95	0	6.44
		Travée	158.34	7.68	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x65	Appuis	-132.42	0	6.36
		Travée	127.02	6.09	0

- **G+Q±E :**

Tableau IV.31: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (G+Q±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x65	Appuis	-138,473	0	5.75
		Travée	123,2711	5.1	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x65	Appuis	-227,5539	0	9.65
		Travée	122,0473	5.1	0

- **0.8G±E :**

Tableau IV.32: Ferrailage pour les poutres principales 30x65 (0.8G±E)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Terrasse	30x65	Appuis	-138,473	0	5.75
		Travée	108,6742	4.48	0
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x65	Appuis	-199,1137	0	8.39
		Travée	103,035	4.25	0

➤ **Choix d'armature**

Tableau IV.33: Choix d'armature pour les poutres principales 30x65

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{'adop} (cm ²)
Terrasse 30x65	Appuis	9.75	117	78	0	6.44	6T12	6.78	2T16+1T14	5.56
	Travée				7.68	0	2T16+1T14+2T12	7.82	3T12	3.39
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x65	Appuis	9.75	117	78	0	9.65	3T16+2T14+T12	10.24	3T12	3.39
	Travée				6.09	0	6T12	6.78	3T16	6.03

III.3 Vérification

III.3.1 Vérifications de condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad f_c = 400 \text{ MPa}$$

Tableau IV.34: Vérification des conditions de non-fragilité des poutres

Type	Section (cm ²)	As ^{choisis} _{min} (cm ²)	As _{min}	Vérification
Poutre porteuse	30x50	9.11	1.81	✓
Poutre non porteuse	30x45	5.65	1.63	✓
Poutre principale	30x65	6.78	2.35	✓
Poutre secondaire	30x45	4.21	0,345	✓

III.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

- Acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j})) .$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} .$$

III.3.2.1 Poutre de plancher corps creux :

Poutre porteuse 30x50

Tableau IV.35: Vérification des conditions à l'ELS des poutres 30x50

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse 30x50	Appuis	-143,3302	9,83	15	-246,7	201.63	×
	Travée	97,6808	7,57	15	-248,5	201.63	×
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x50	Appuis	-137,8485	9,45	15	-237,2	201.63	×
	Travée	96,6307	8,24	15	-248,8	201.63	×

Remarque : L'ELS de la poutre porteuse 30x50 n'est pas vérifié donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature. Dans notre cas on a augmenté la section d'armature et la section du béton.

Tableau IV.36: Correction des sections de béton et d'acier des poutres 30x55

Plancher Section (cm ²)	Position	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z. R) (cm ²)	A_s^{max} (Z. C) (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures A_s	A_s^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A_s	A_s^{adop} (cm ²)
Terrasse 30x55	Appuis	14.85	99	49.5	0	13,49	8T16	16.08	3T16	6.03
	Travée				8,76	0	3T16+2T14	9.11	3T16	6.03
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x55	Appuis	14.85	99	49.5	0	15,03	8T16	16.08	3T16	6.03
	Travée				8,73	0	6T16	12.06	3T16	6.03

Tableau IV.37: Vérification après correction de la section de béton et d'acier des poutres 30x55

Plancher Section (cm ²)	Position	M_{SER} (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse 30x55	Appuis	-146,6638	5.2	15	195.6	201.63	✓
	Travée	99,7272	6.07	15	174.9	201.63	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x55	Appuis	-142,13	8.07	15	199.2	201.63	✓
	Travée	98,4289	6.13	15	185.5	201.63	✓

Poutre non porteuse 30x45

Tableau IV.38: Vérification des contraintes à l'ELS poutres non porteuses 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	M_{SER} (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse 30x45	Appuis	-64.81	6,73	15	204,7	201.63	×
	Travée	54.8	5,89	15	247,8	201.63	×
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	-68.97	6.29	15	137.1	201.63	✓
	Travée	46.81	5.2	15	215.3	201.63	×

Remarque : L'ELS de la poutre non porteuse de section 30x45 n'est pas vérifié donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature, dans notre cas on a augmenté la section d'armature.

Tableau IV.39: Correction des sections d'armature des poutres non porteuses 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z. R) (cm ²)	A_s^{max} (Z. C) (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures A_s	A_s^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A_s	A_s^{adop} (cm ²)
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	8.08	3T16+2T14	9.11	3T16	6.03
	Travée				5.42	0	3T16+2T12	8.29	3T16	6.03
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	13.72	3T16+5T14	13.72	3T14	4.62
	Travée				5.01	0	3T14+2T12	6.98	3T16	6.03

Tableau IV.40: Vérification des nouveaux choix d'armature à L'ELS des poutres non porteuses 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Terrasse 30x45	Appuis	-64.81	5.98	15	-185.1	201.63	✓
	Travée	54.8	5.2	15	-171.3	201.63	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	-68.97	5.9	15	-134.2	201.63	✓
	Travée	46.81	4.72	15	-175.1	201.63	✓

III.3.2.2 Poutre du plancher dalle pleine

Poutre secondaire 30x45

Tableau IV.41: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Verification
Terrasse 30x45	Appuis	-38,0932	4,68	15	-210,3	201.63	×
	Travée	36,4125	4,55	15	-219,7	201.63	×
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	-50,0241	4,98	15	-157,2	201.63	✓
	Travée	38,2842	4,41	15	-210,4	201.63	×

Remarque : L'ELS de la poutre non porteuse de section 30x45 n'est pas vérifié donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature, dans notre cas on a augmenté la section d'armature.

Tableau IV.42: Correction des sections d'armature des poutres secondaires 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures A _s	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures A' _s	A _s ^{adop} (cm ²)
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	4.55	6T14	9.23	2T14+1T12	4.21
	Travée				3.49	0	2T14+3T12	6.47	3T14	4.62
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	8.14	3T16+2T12	8.29	2T16+1T14	5.56
	Travée				4.26	0	2T16+1T14	5.56	3T16	6.03

Tableau IV.43: Vérification des nouveaux choix d'armature à L'ELS des poutres secondaires 30x45

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Terrasse 30x45	Appuis	-38,0932	4.35	15	-172	201.63	✓
	Travée	36,4125	4.47	15	-201.6	201.63	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x45	Appuis	-50,0241	4.82	15	-156.6	201.63	✓
	Travée	38,2842	4.14	15	-175.8	201.63	✓

Poutre principale 30x65

Tableau IV.44: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 30x65

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Terrasse 30x65	Appuis	-98,1297	5,56	15	-249,9	201.63	×
	Travée	115,9727	7,86	15	-276,5	201.63	×
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x65	Appuis	-96,4006	5,05	15	-166,6	201.63	✓
	Travée	92,4077	5,27	15	-262,7	201.63	×

Remarque : L'ELS de la poutre principale de section 30x65 n'est pas vérifié donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature, dans notre cas on a augmenté la section d'armature.

Tableau IV.45: Correction des sections d'armature des poutres principales 30x65

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures	A _s ^{adop}	Choix d'armatures	A _s ^{adop}
Terrasse 30x65	Appuis	9.75	117	78	0	6.44	3T16+3T12	9.42	3T16	6.03
	Travée				7.68	0	5T16+1T14	11.59	3T16	6.03
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x65	Appuis	9.75	117	78	0	9.65	6T16+2T12	14.32	3T14	4.62
	Travée				6.09	0	3T14+3T12	8.01	3T16	6.03

Tableau IV.46: Vérification après correction des nouvelles sections à l'ELS des poutres principales 30x65

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{SER} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Terrasse 30x65	Appuis	-98,1297	4,92	15	-181,9	201.63	✓
	Travée	115,9727	5,44	15	-176,3	201.63	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème} 30x65	Appuis	-96,4006	4,47	15	-121,7	201.63	✓
	Travée	92,4077	4,98	15	-201,2	201.63	✓

III.3.2.3 Choix finales des armatures

Tableau IV.47: Choix finale d'armature des poutres

	Section (cm ²)	Etage	Position	A ^s (cm ²)	A' ^s (cm ²)
Poutre porteuse	30x55	Terrasse	Appuis	8T16	3T16
			Travée	3T16+2T14	3T16
		1 ^{er} / 7 ^{ème}	Appuis	8T16	3T16
			Travée	6T16	3T16
Poutre non porteuse	30x45	Terrasse	Appuis	3T16+2T14	3T16
			Travée	3T16+2T12	3T16
		1 ^{er} / 7 ^{ème}	Appuis	3T16+5T14	3T14
			Travée	3T14+2T12	3T16
Poutre Principale	30x65	Terrasse	Appuis	3T16+3T12	3T16
			Travée	5T16+1T14	3T16
		1 ^{er} / 7 ^{ème}	Appuis	6T16+2T12	3T14
			Travée	3T14+3T12	3T16
Poutre secondaire	30x45	Terrasse	Appuis	6T14	2T14+1T12
			Travée	2T14+3T12	3T14
		1 ^{er} / 7 ^{ème}	Appuis	3T16+2T12	2T16+1T14
			Travée	2T16+1T14	3T16

III.3.3 Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier : $\tau = \frac{T_s}{b d} < \bar{\tau}$

Avec :

T_s : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile. Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\bar{\tau} = (\text{Min } 0,10f_c; 28; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

III.3.3.1 Poutre des plancher corps creux

Poutre porteuse 30x55

Tableau IV.48: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses 30x55

Plancher	Section (cm ²)	T _s (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x55	151,6703	0,97	2.5	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x55	-147,476	-0,95	2.5	✓

Poutre porteuse 30x45

Tableau IV.49: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses 30x45

Plancher	Etage	Section (cm ²)	T _s (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	7 ^{ème}	30x45	-97,2398	-0.77	2.5	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	RDC / 7 ^{ème}	30x45	-257,6577	-2.045	2.5	✓

III.3.3.2 Poutre des plancher dalle pleine

Poutre secondaire 30x45

Tableau IV.50: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires 30x45

Plancher	Section (cm ²)	T _s (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x45	-55,3543	-0.44	2.5	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x45	104,5284	0.83	2.5	✓

Poutre principales 30x65

Tableau IV.51: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales 30x65

Plancher	Section (cm ²)	T _s (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x65	-138,3024	-0.75	2.5	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	30x65	-133,3756	-0.72	2.5	✓

III.3.4 Vérification de la flèche

Les calculs sont conduits par SOCOTEC.

Tableau IV.52: Vérification de la flèche des poutres

Plancher	Sens	Section (cm ²)	f (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
Terrasse	Porteur	30x55	4,446	11.3	✓
	Non porteur	30x45	8,307	11.2	✓
	Principale	30x65	4,366	12.28	✓
	Secondaire	30x45	0,738	8.9	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	Porteur	30x55	3,656	11.3	✓
	Non porteur	30x45	7,426	11.2	✓
	Principale	30x65	2,766	12.28	✓
	Secondaire	30x45	0,569	8.9	✓

III.4 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 S_t = \min (0.9d ; 40\text{cm}) \\
 \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}^k}{0.8 f_e} \quad k=1 \\
 \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)
 \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 A_t = 0.003 x S_t x b \\
 S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing l) \text{ Zone Nodal} \\
 S_t \leq h/2 \text{ Zone Courante.}
 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varnothing t = \min (h/35 ; \varnothing l ; b/10)$$

Tableau IV.53: Choix d'armature transversales des poutres

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S _t ^{ado} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Poutre porteuse	30x55	151,67	0.97	40	12,5	25	10	25	2,25	4T10
										3.14
Poutre non porteuse	30x45	-257,68	-2.045	37,8	11,25	22.5	10	20	1,8	4T8
										2.01
Poutre principale	30x65	104,52	0.83	40	16	32.5	10	25	2,25	4T10
										3.14
Poutre secondaire	30x45	-138,32	-0.75	37,8	11,25	22.5	10	20	1,8	4T8
										2.01

III.5 Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de :

❖ **L_r = 50ϕl** en zone III.

Tableau IV.54: La longueur minimale de recouvrement

Diamètre (mm)	16	14	12
La longueur de recouvrement (cm)	80	70	60

III.6 Arrêt des barres

- Armatures inférieures : $h < \frac{L}{10}$

- Armatures supérieures : $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{max}}{4} \text{ Appui en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ Appui en travée intermédiaire} \end{array} \right.$

Avec : $L = \max (L_{droite}; L_{gauche})$.

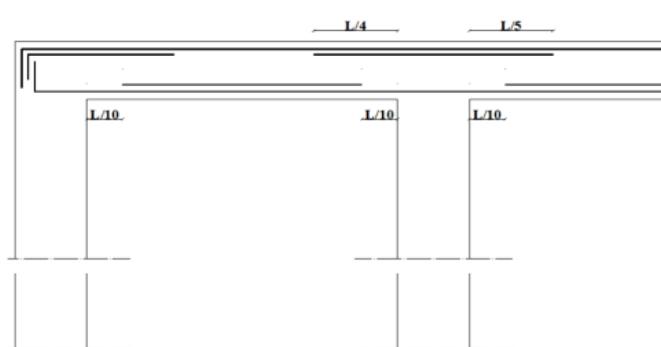


Figure IV.4 : Arrêt de barre

III.7 Vérification thermique

Le règlement CBA93 [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m. Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante : Le règlement C.B.A.93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m, ou bien de prévoir un joint de dilatation. [10]

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} . [1]

Selon le C.B.A.93, les variations uniformes de température sont les suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].
- Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].
- Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C]. [10]

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le

rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots 1$$

$$\varepsilon = \Delta L / l_0 \dots\dots\dots 2$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \dots\dots\dots 3$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = \varepsilon E \dots\dots\dots 4$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

Avec : $\sigma = \alpha E \Delta T \dots\dots\dots 5$

ΔL : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique du béton ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 10818,87 \text{ MPa}$).

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y + \sigma < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma = 10^{-5} \times 10818,87 \times 20 = 2,16377 \text{ MPa}$$

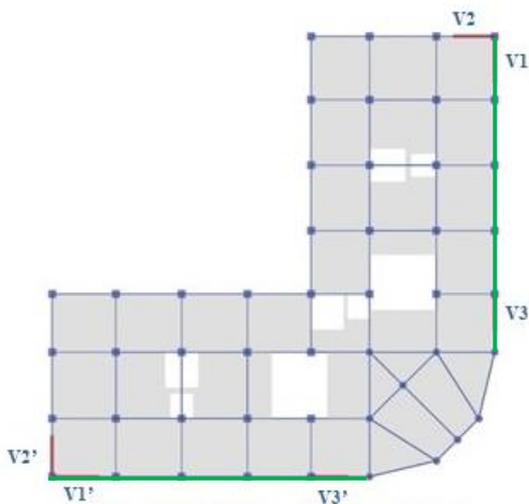


Figure IV.5.a : Poutre étage courant

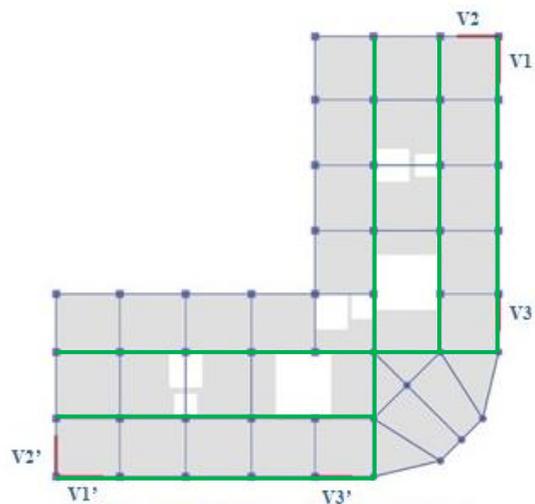


Figure IV.5.b : Poutre terrasse

Remarque :

- Pour la terrasse les contraintes thermique ont été vérifiées dans les poutres dépassant les 25m (Poutre en couleur vert figure IV.5.b)
- Pour les plancher courant les contraintes thermique ont été vérifiées dans les poutres de périmètre qui dépassent les 25m (Poutre en vert figure IV.5.a)

Tableau IV.55: Vérification thermique des poutres

Plancher	Sens	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	σ _{bc^{dd}} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc^{add}} (MPa)	Verif
Terrasse	Non porteur	30x45	Appuis	-64.81	5.98	2.16	8.14	15	-30	201.6	✓
			Travée	54.8	5.2	2.16	7.36	15	-19,3	201.6	✓
1 ^{er} / 7 ^{ème}	Non porteur	30x45	Appuis	-68,9726	5.9	2.16	8.06	15	-111,7	201.6	✓
			Travée	46,8085	4.72	2.16	6.88	15	-75,8	201.6	✓

III.8 Armature de peaux [2]

Pour les poutres des grandes hauteurs il ya lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet, on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvert en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures les barres a haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisse.

Quel que soit le type de bâtiment, il faut prévoir des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60 cm.

- 60/80 de hauteur 2 armatures de peau
- 80/120 de hauteur 4 armatures de peau
- 120/150 de hauteur 6 armatures de peau

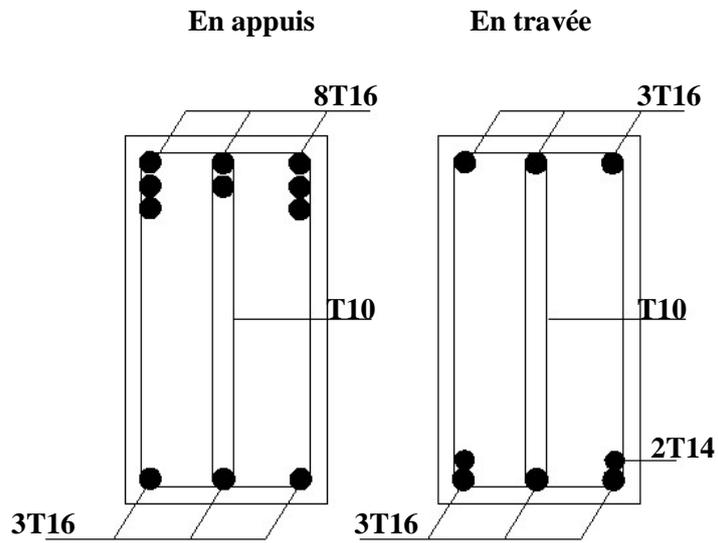
Pour notre cas on a la poutre porteuse de 30x65cm

Donc 2 armatures de peau soit 1cm²/ml donc : 2T8=1cm²

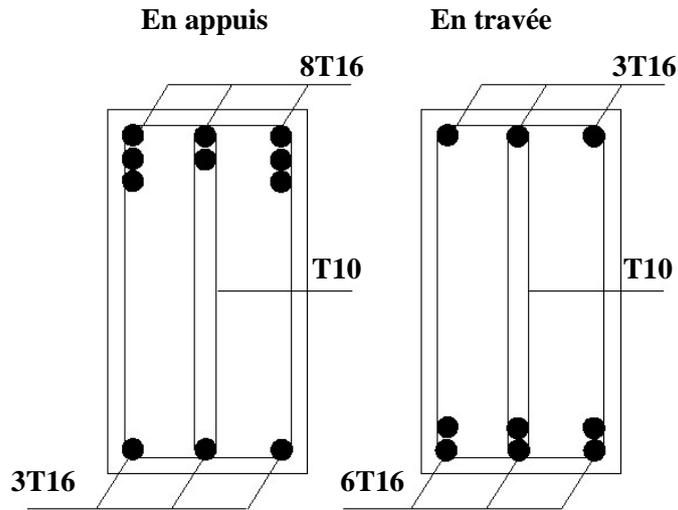
III.9 Dessin de ferrailage

III.9.1 Poutre plancher corps creux

III.9.1.1 Poutre porteuse



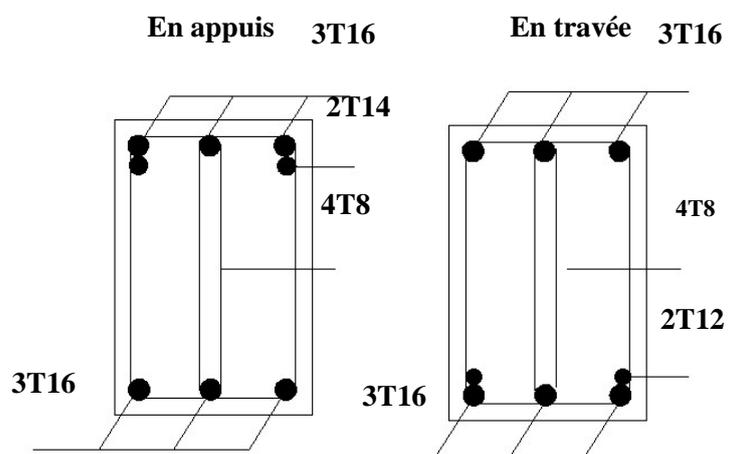
Poutre porteuse (30x55) cm² de la terrasse



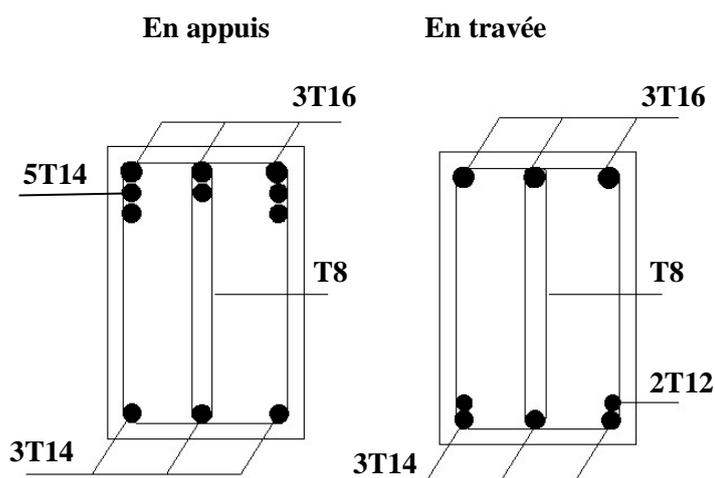
Poutre porteuse (30x55) cm² du 1^{er} au 7^{ème}

Figure IV.6 : Dessin de ferrailage des poutres porteuses

III.9.1.2 Poutre non porteuse :



Poutre non porteuse (30x45) cm² de la terrasse

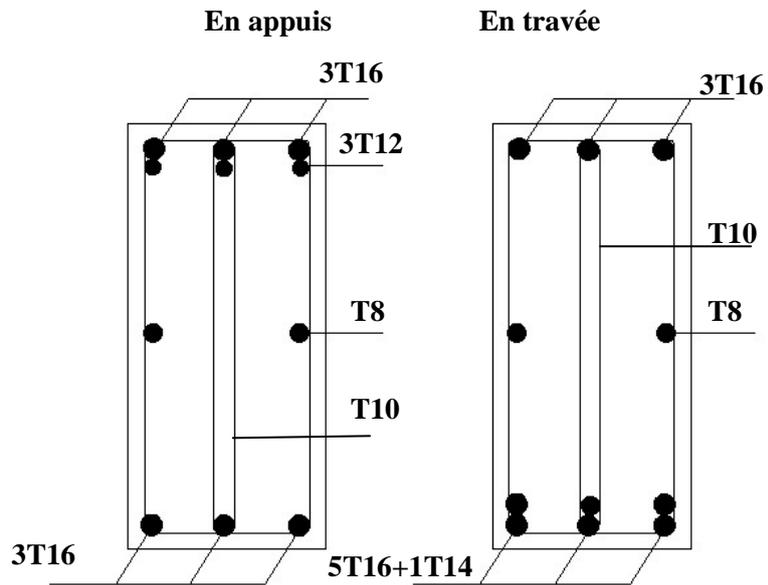


Poutre non porteuse (30x45) cm² du 1^{er} au 7^{ème}

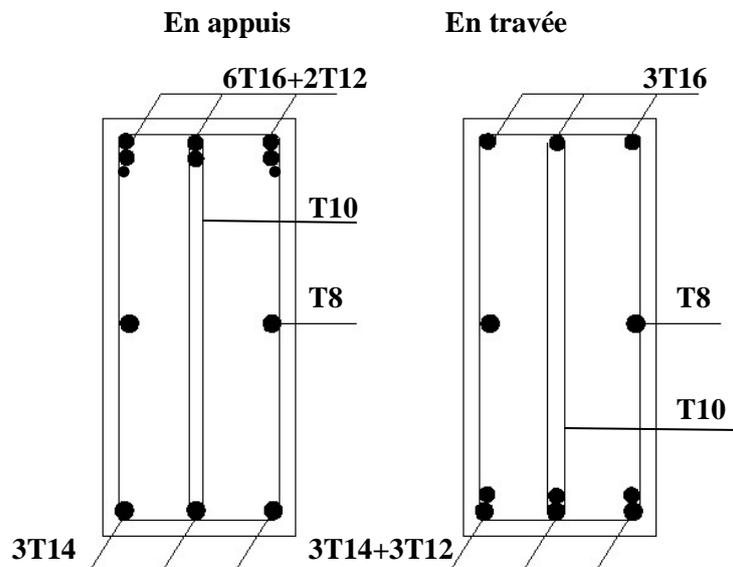
Figure IV.7 : Dessin de ferrailage des poutres non porteuses

III.9.2 Poutre plancher dalle plein :

III.9.2.1 Poutre principale :



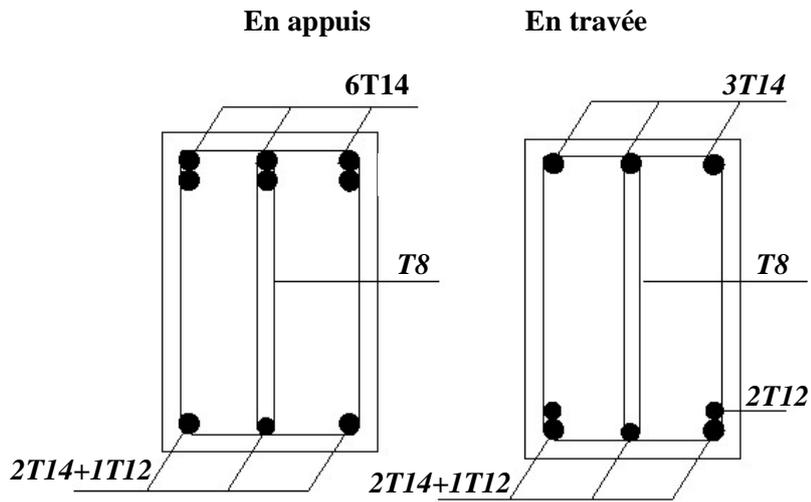
Poutre principale (30x65) cm² de la terrasse



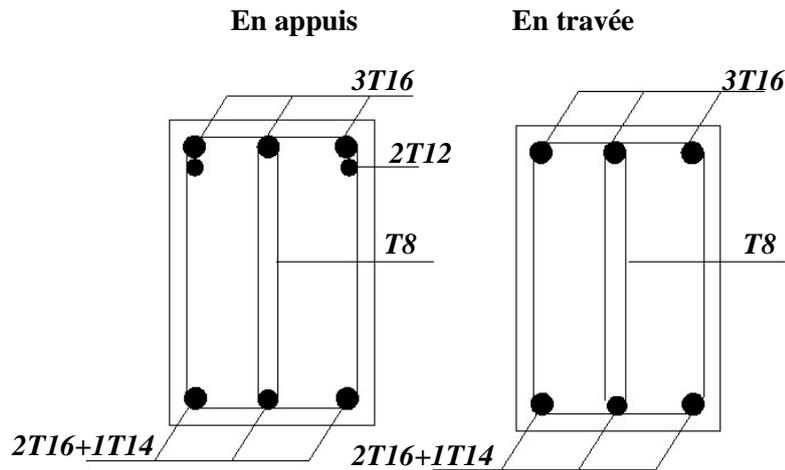
Poutre principale (30x65) cm² du 1^{er} au 7^{ème}

Figure IV.8 : Dessin de ferrailage des poutres principales

III.9.2.2 Poutre secondaire :



Poutre secondaire 30x45cm² de la terrasse



Poutre secondaire 30x45cm² du 1^{er} au 7^{ème}

Figure IV.9 : Dessin de ferrailage des poutres secondaires

IV. Ferrailage des voiles

IV.1 Généralité

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, ils sont appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton armé comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînage) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. Ce sont des éléments assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumise à une sollicitation de flexion composée, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments

constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre de pression reste à l'intérieur de la section de murs.

IV.2 Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

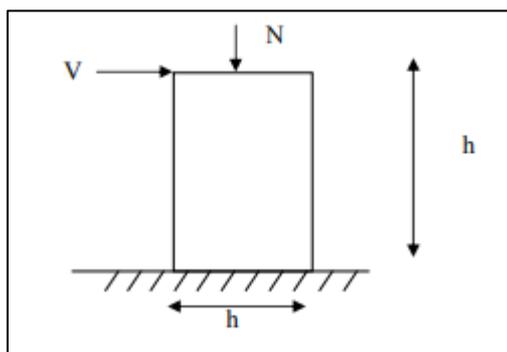


Figure IV.10 : éléments soumis à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- 3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

IV.3 Justification sous sollicitations normales

IV.3.1 Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

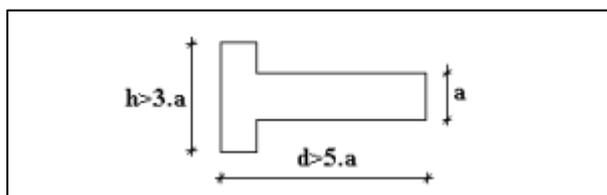


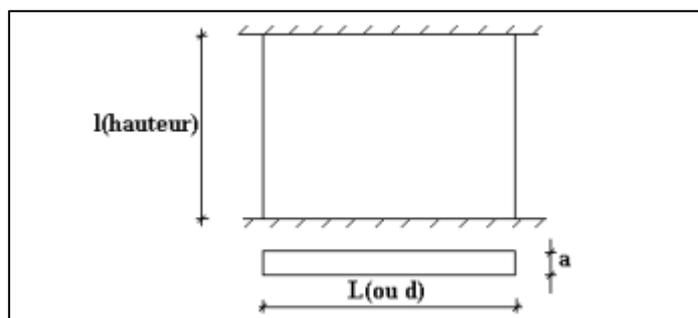
Figure IV.11 : définition de l'élément mur

IV.3.2 Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

L : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur L en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport ($\frac{l_f}{L}$) sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.56: Valeur de (l_f/L)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

IV.3.3 Effort de compression en ELU

Soient :

l_f : Longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : Limite élastique de l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles } \gamma_b = 1.15) \\ \gamma_s = 1.15 \text{ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles } \gamma_s = 1) \end{array} \right.$$

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon avoir

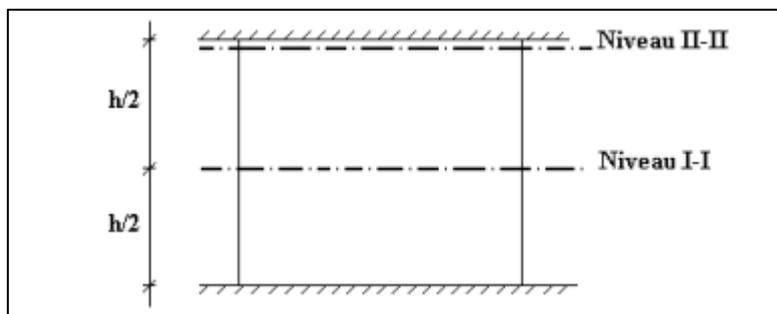
Tableau IV.57: Calcul de σ_{ulim}

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(\alpha-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_s}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

IV.3.4 Niveaux de vérification



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\ lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha}$

On cas de traction on néglige le béton tendue.

IV.3.5 Aciers minimaux

si : $\sigma_u^c \leq \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**.

a- Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau IV.58: Acier vertical et horizontal

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v \text{ Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v \text{ Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

b- Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau IV.59: Acier transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20mm < \phi_l$	Espacement $< 15\phi_l$	8mm

Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

IV.4 Procédure de ferrailage des trumeaux

IV.4.1 Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

IV.4.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiments sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1- ZONE COMPRIMÉE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$$

2- ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \cdot l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta S = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Ou $\Delta s = ex l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

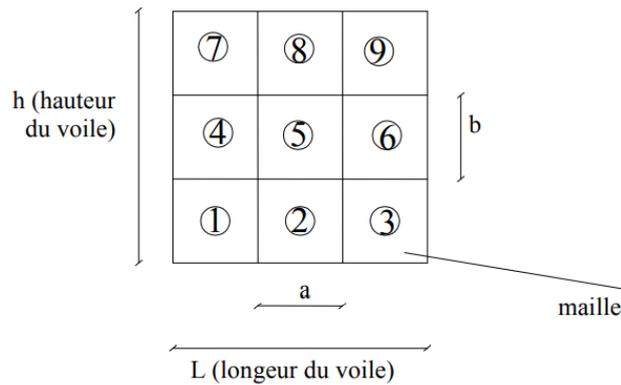


Figure IV.12: Discrétisation d'un voile en un élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers Horizontaux:**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot b \cdot S_t}{(0.8f_e)0.8} = \frac{1.4\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s)$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique **ETABS**.

S_t : espacement maximal trouvé pour A_s

$b = a$ (épaisseur du trumeaux)

$$A_h \geq \max(A_{h1}, A_{h2})$$

IV.4.3 Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99Version2003):

a- Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égales à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

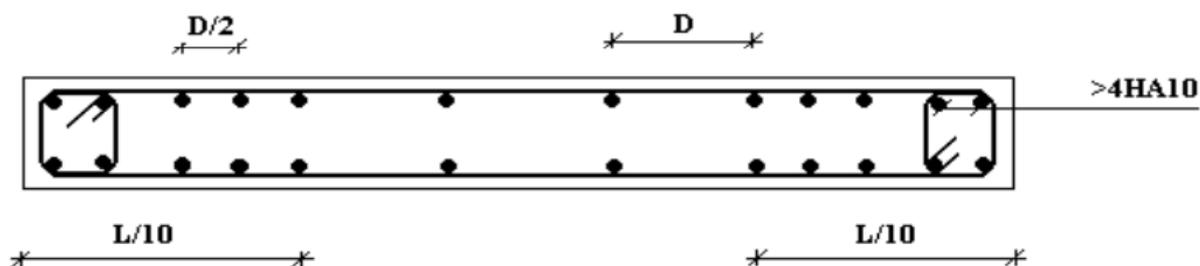


Figure IV.13:disposition des armatures verticales dans les voiles .

b- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrée sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq (1.5a ; 30)$ cm

Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- 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 la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ Présentation des résultats :

Après la visualisation de l'état des contraintes dans les voiles du bâtiment sous les combinaisons sismiques, nous avons déduit :

- 1- Les contraintes maximales en traction sont données par la combinaison $0.8G \pm E$
- 2- L'état de contrainte des voiles : (V_1 et V'_1) ; (V_2 et V'_2) et (V_3 et V'_3) est semblable.

Donc nous auront à calculer le ferrailage pour 3 voiles uniquement.

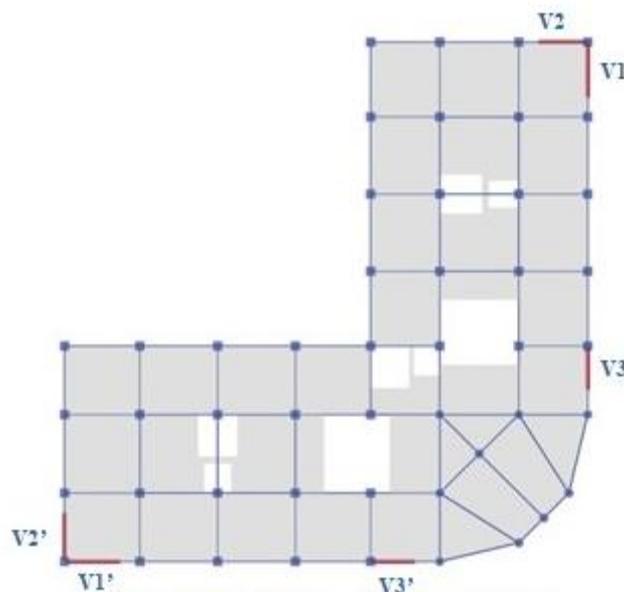


Figure IV.14 : Repérage des voiles

Tableau IV.60: Longueur et épaisseurs des voiles

Bout de voile	e(cm)	L(m)	Nombre de mailles	Longueur de la maille (m)
1 et 1'(avec ouverture)	20	4.4	5	0.733
2 et 2'	20	3.7	4	0.925
3 et 3'	20	3.5	4	0.875

Exemple de calcul :

➤ **Voile V3 & V'3 :**

Soit le voile de longueur :

- **L = 3.5 m**
- **a = 0,2 m** (épaisseur)
- **h_e = 4.08 m** (hauteurs RDC)
- Le voile est découpé en **4 mailles** horizontales de même **L=0.875m** et de section $S=a \times L \rightarrow S=0.175m^2$

a- Contraintes limites :

Pour une hauteur de RDC de 4.08m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4.08 - 0,45 = 3.63m$ Avec : (0,45m : hauteur de la poutre)

Pour une hauteur d'étage de 3.23m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.23 - 0,45 = 2.78m$ Avec : (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau IV.61: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour les voiles.

	Notation	Unite	Béton non armé	Béton armé
<i>Longueur de flambement</i>	<i>l_f</i>	m	3.63x0,85=3.086	0,8x3.63=2.904
<i>Enlacement</i>	λ		53.45	50.3
<i>Coefficient</i>	α		0.53	0.42
<i>Section réduite</i> <i>Br (par ml)</i> <i>Avec d = 1m</i>	<i>Br</i>	m ²	d(a-0,02) = (0,2-0,02) = 0.18	d(a-0,02) = (0,2-0,02) = 0.18
<i>Effort limite</i> <i>ELU</i>	<i>N_u^{lim}</i>	N	2304.35	1855.48

<p>Contraintes limites(RDC)</p> $\sigma_{ba;bna} = \frac{N_u^{lim}}{a \times d}$	$\sigma_{ba;bna}$	MPa	$\sigma_{bna} = 9.043$	$\sigma_{ba} = 11.52$
<p>Contraintes limites(EC)</p> $\sigma_{ba;bna} = \frac{N_u^{lim}}{a \times d}$	$\sigma_{ba;bna}$	MPa	$\sigma_{bna} = 9.80$	$\sigma_{ba} = 14.73$

Remarque :

Lorsque la contrainte en compression σ_c dans le voile est tel que : $\sigma_c < \sigma_{ba}$ alors :

- $A_s = 0,1\%$ de B
- $B = a * l_{maille}$
 $B = (20)(87.5) = 0.175m^2$
 $A_s = 1.75cm^2$

Tableau IV.62: Calcul des armatures verticales détaillé de RDC voiles V_3 et V'_3

Maille	1	2	3	4
L(m)	0.875	0.875	0.875	0.875
S(m ²)=Lxa	0.175	0.175	0.175	0.175
σ_{mov} (MPa)	1.55	0.37	1.54	5.95
F(kN)= $\sigma_{mov} \times S$	271.25	64.75	269.5	1041.25
A_s (cm ²)=F/ f_e	6.78	1.61	6.74	26.03
A_{smin} (cm ²) Selon BAEL: 0,1% Sbéton	1.75	1.75	1.75	1.75
Selon RPA99: 0,2 % Sbéton	3.5	3.5	3.5	3.5
Choix	2x8T12	2x8T10	2x8T12	2x8T16
$A_{sadopté}$ (cm ²)	18.09	12.56	18.09	32.17
S_t (cm ²)	7.5	87.5/8=10.93 Soit : $S_t=15cm$	15	7.5
$S \leq$ (1.5a,30cm) $S \leq 30 cm$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

b- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

- RDC :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4V_u^{cal} ; \bar{V} = S_{12}aL_i$$

$$\bar{V} = 1.66 \times 0.2 \times 0.875 = 290.5 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 290.5 = 406.7 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{406.7}{400}$$

$$A_{vj} = 11.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times 5T12 = 11.3 \text{ cm}^2$$

- 1^{er} -4^{ème} :

$$S_{12} = 1.65$$

c- Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot b \cdot S_t}{(0.8f_e)0.8} = \frac{1.4\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$$- \bar{\tau}_u = 1.4\tau_u = 1.4S_{12} = 2.32$$

$$- S_{tmin} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = 5.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s)$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{h2} = 21.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.2\% a l$$

$$A_{hmin} = 0.2\% 20 \times 87.5$$

$$A_{hmin} = 3.5 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$- A_h = \text{Max}(5.44; 21.45; 3.5) = 21.45 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2 \times 10T12 = 22.61 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$- S_t = 15 \text{ cm} < S_{tmin} = 30 \text{ cm} \dots \checkmark$$

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **0.8G±E**

Résultats pour le reste des voiles du bâtiment :

Tableau IV.63: Armatures verticales Etage courant & RDC du V3 et V'3.

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	A_s/B	Le choix	$A_{vadoptè}$	Esp (cm)
RDC	1	0.175	1.55	271.25	6.78	0.38	2x8T12	18.09	7.5
	2	0.175	0.37	64.75	1.61	0.092	2x8T10	12.56	15
	3	0.175	1.54	269.5	6.74	0.39	2x8T12	18.09	15
	4	0.175	5.95	1041.25	26.03	1.48	2x8T16	32.17	7.5
1 ^{er} -4 ^{ème}	1	0.175	1.06	185.5	4.63	0.26	2x8T10	12.56	7.5
	2	0.175	-0.28	/	A_{smin}	/	2x8T10	12.56	15
	3	0.175	-0.71	/	A_{smin}	/	2x8T10	12.56	15
	4	0.175	2.81	491.75	12.29	0.7	2x8T12	18.8	7.5

d- Armatures verticales de compression :

$\sigma^{max} = 0.71 < \sigma_{ba} = 11.52$... le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale.

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$$

- Selon BAEL : 0.10%
- Selon RPA : 0.2%

Tableau IV.64: Choix de la section minimale

Voile	$L_i(m)$	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_{sadopte} (cm^2)$
3 & 3'	0.875	1.75	2x8T10	12.56
		<u>3.5</u>		

➤ Voile 2 & 2' :

Soit le voile de longueur :

- $L = 3.7$ m
- $a = 0,2$ m (épaisseur)
- $he = 4.08$ m (hauteurs RDC) $he = 3.23$ m (hauteurs EC).

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même $L=0.925$ m et de section $S=a \times L \rightarrow S=0.185$ m

a- Armature verticale :

Tableau IV.65: Armatures verticales V2 et V'2

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	A_s/B	Le choix	$A_{vadoptè}$	Esp (cm)
RDC-1 ^{er}	1	0.185	3.17	586.45	14.66	0.79	2x7T12	15.83	7.5
	2	0.185	2.25	416.25	10.4	0.021	2x7T10	10.99	15
	3	0.185	3.39	627.15	15.68	0.84	2x7T12	15.83	15
	4	0.185	4.7	869.5	21.26	1.18	2x7T14	21.54	7.5
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.185	2.12	392.2	9.8	0.529	2x7T10	10.99	7.5
	2	0.185	1.69	312.65	7.81	0.422	2x7T10	10.99	15
	3	0.185	1.27	234.95	5.87	0.32	2x7T10	10.99	15
	4	0.185	5.51	1019.35	25.48	1.37	2x7T12	15.83	7.5

➤ Voile V1 & V'1 :

Soit le voile de longueur :

- **L = 4.4 m**
- **a = 0,2 m** (épaisseur)
- **he = 4.08 m** (hauteurs RDC) **he = 3.23 m** (hauteurs EC).

Le voile est découpe en **3 mailles** horizontales de même **L=0.735m** et de section

$S = a \times L \rightarrow S = 0.147 \text{ m}$

a- Armature verticale :

Tableau IV.66: Armatures verticales V1 et V'1

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	A_s/B	Le choix	$A_{vadoptè}$	Esp (cm)
RDC-2 ^{ème}	1	0.147	3.6	529.2	13.23	0.9	2x6T12	13.56	7.5
	2	0.147	2.49	366.03	9.15	0.62	2x6T10	9.41	15
	3	0.147	2.1	308.7	7.71	0.52	2x6T12	13.56	15
	4	0.147	4.5	661.5	16.53	1.12	2X6T14	18.46	7.5
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.147	2.5	367.5	9.19	0.625	2x6T10	9.41	7.5
	2	0.147	2.1	298.2	7.46	0.51	2x6T10	9.41	15
	3	0.147	1.6	227.2	5.68	0.386	2x6T10	9.41	15
	4	0.147	3.6	529.2	13.23	0.9	2x6T12	13.56	7.5

b- Acier de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$ designe la contrainte moyenne tangentielle (càd valeur au milieu de la maille).

Tableau IV.67: calcul des aciers de coutures des voiles

Voile	Zone	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	Choix	A_{adopte} (cm ²)
1 & 1'	1	0.85	4.81	2X3T14	9.23
	2	0.72	3.2	2X3T14	9.23
2 & 2'	1	2.57	18.3	2X6T14	18.46
	2	2.53	17.04	2X6T14	18.46
3 & 3'	1	1.66	11.18	2X5T12	11.3
	2	1.65	11.11	2X5T12	11.3

c- Armature horizontaux :

Tableau IV.68: calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Zone	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	$A_{sadopte}$ (cm ²)
1 & 1'	RDC-2 ^{ème}	0.85	5.44	12.31	2.94	2x4T14	12.31
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	0.72	2.36	9.04	2.94	2x4T12	9.04
2 & 2'	RDC-1 ^{er}	2.57	8.43	14.36	2.286	2x5T14	15.39
	2 ^{ème} -4 ^{ème}	2.56	8.4	10.55	2.286	2x5T12	11.30
3 & 3'	RDC	1.66	5.44	21.45	3.5	2x7T14	21.54
	1 ^{er} -4 ^{ème}	1.65	5.41	12.06	3.5	2x7T12	15.83

IV.5 Dessin de ferrailage :

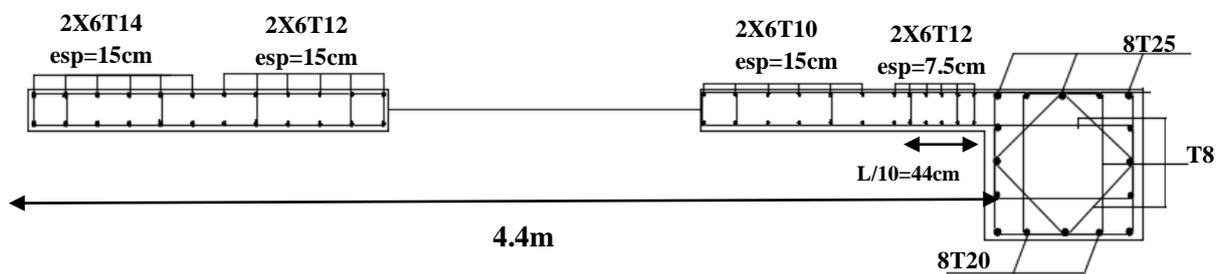


Figure IV.15 : Dessin de ferrailage de voile 1 et 1' du RDC-2^{ème}

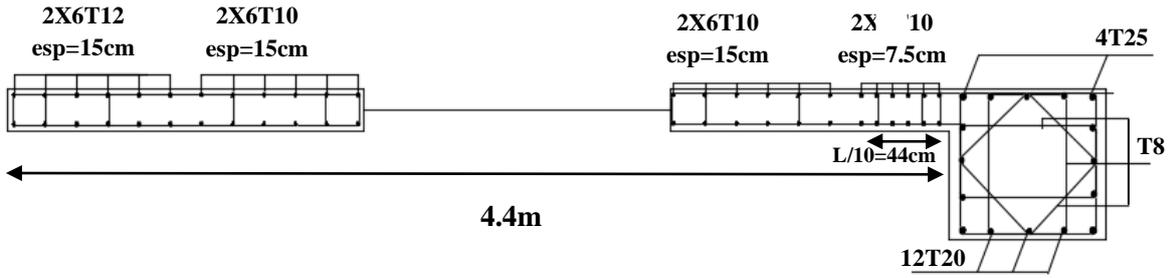


Figure IV.16 : Dessin de ferrailage de voile 1 et 1' du 3^{ème}-4^{ème}

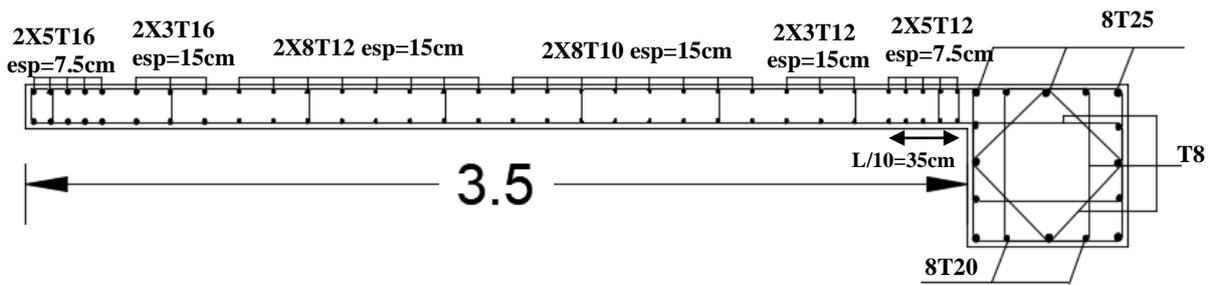


Figure IV.17 : Dessin de ferrailage de voile 3 et 3' du RDC

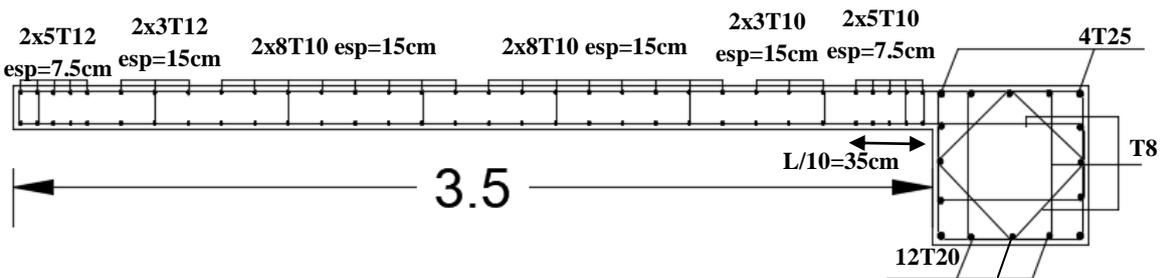


Figure IV.18 : Dessin de ferrailage de voile 3 et 3' du 1^{er}-4^{ème}

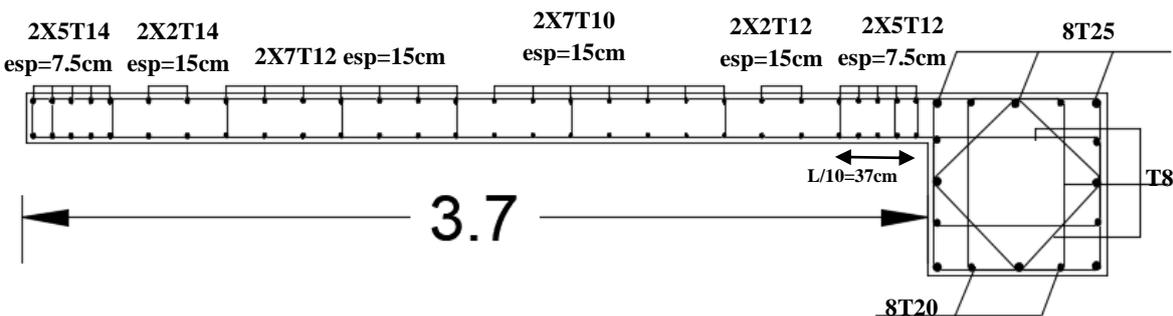


Figure IV.19 : Dessin de ferrailage de voile 2 et 2' du RDC-1^{er}

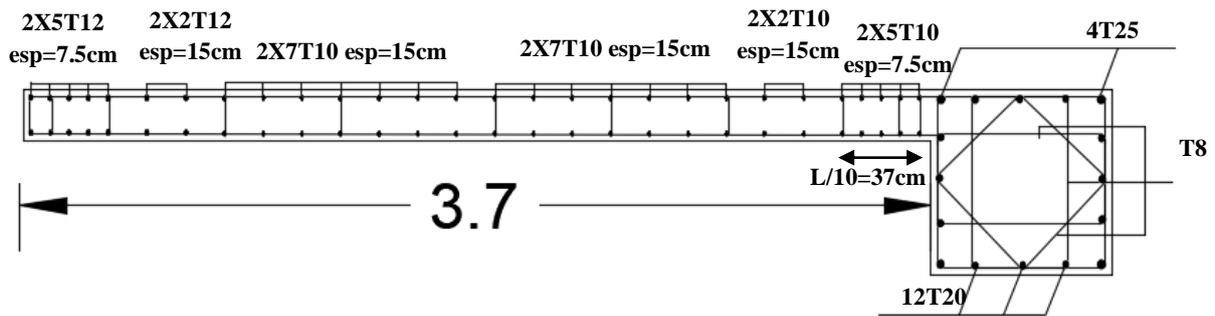


Figure IV.20 : Dessin de ferrailage de voile 2 et 2' du 2^{ème} -4^{ème}

IV.6 Procédure de ferrailage des linteaux :

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.
Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M
Et un effort tranchant V . les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.
- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- **Le RPA version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1.4V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1.4\tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **ETABS**)

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : la hauteur utile = 0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

1- Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés acier de peau (A_c)

a. Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad \text{Avec : } Z=h-2d'$$

Où :

h: est la hauteur de linteau

M : moment dû à l'effort tranchant $\bar{V} = 1.4V_u^{cal}$

d' : est la distance d'enrobage.

b. Aciers verticaux :

Deux cas se présentent :

✚ **Premier sous cas** : Linteaux longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

$$\text{On a: } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où: S:Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z=h-2d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1.4V_u^{cal}$)

l: Représente la portée du linteau.

✚ **Deuxième sous cas** : Linteaux courts ($\lambda_g < 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_l f_e}$$

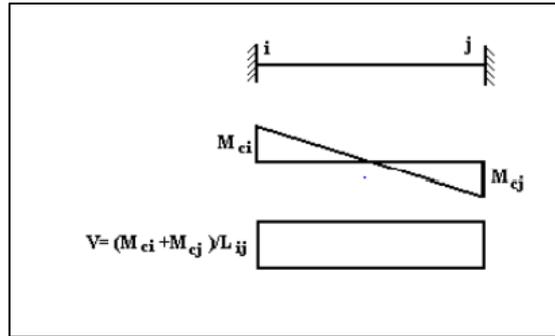
Avec : $V = \text{Min} (V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : $M_{ci} + M_{cj}$ moment résistant ultime des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir la figure suivante) et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

Où ; $Z=h-2d'$



2- Deuxième cas :

$$\tau_b > 0.06f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs). Transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

Avec : $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l}$

Et $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

3- Ferrailage Minimale :

b : épaisseur du linteau

h : hauteur totale du linteau

S : espacement des armatures transversales

a. Armatures longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l \text{ et } A'_l) \geq 0.0015 b h \quad (0.15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

b. Armatures transversales A_t :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0015 b S$$

$$\text{Si } \tau_b > 0.025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0025 b S$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

C'est-à-dire : $A_c \geq 0.002bh$ (en deux nappes)

d. Armatures diagonales A_D :

Si $\tau_b \leq 0.06f_{c28} \rightarrow A_D = 0$

Si $\tau_b > 0.06f_{c28} \rightarrow A_D \geq 0.0015 b$

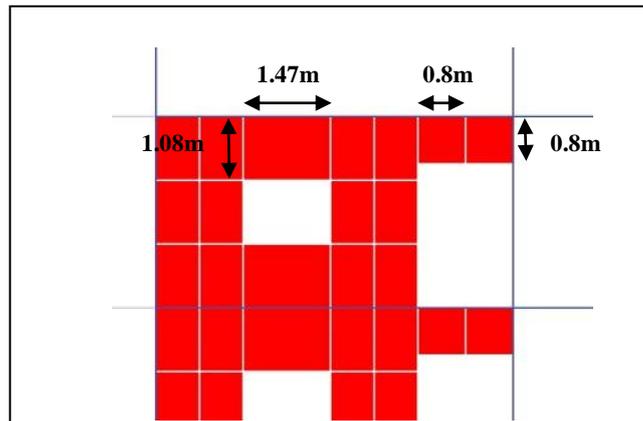


Figure IV.21 : Linteaux du voile 1 et 1'

✚ Exemple de calcul type 1 :

$\tau_u = 3.22 \text{ MPa}$

$1.4\tau_u = 4.51 \text{ MPa}$

$\tau_b > 0.06f_{28} = 1.5 \text{ MPa}$

$\tau_b > 0.025f_{28} = 0.625 \text{ MPa} \dots$ Deuxième cas

Calcul de : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$

Avec : $\text{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{1.08-2.0.03}{1.47} \dots \alpha = 34.74^\circ$

$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} = \frac{3.22}{2 \times 400 \times \sin(34.74)} = 15.25 \text{ cm}^2$

Et $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

• **Ferrailage Minimale :**

b : épaisseur du linteau

h : hauteur totale du linteau

S : espacement des armatures transversales

a- Armatures longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l \text{ et } A'_l) \geq 0.0015 b h = 0.0015 \times 200 \times 1080 = 3.24 \text{ cm}^2$$

b- Armatures transversales A_t :

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \rightarrow A_D \geq 0.0015 b h$$

$$0.0015 b h = 0.0015 \times 200 \times 1080 = 3.24 \text{ cm}^2 \text{ Choix : } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{h}{5} = 21.6 \text{ cm (Espacement des cadres) Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

c- Armatures de peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

$$\text{C'est-à-dire : } A_c \geq 0.002 b h = 0.002 \times 200 \times 1080 = 3.2 \text{ cm}^2 \text{ (en deux nappes)}$$

• **Longueur d'ancrage :**

$$L_a = \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{108}{4} + 50 \times 1.6 = 107 \text{ cm} \text{ donc on prend : } L_a = 110 \text{ cm}$$

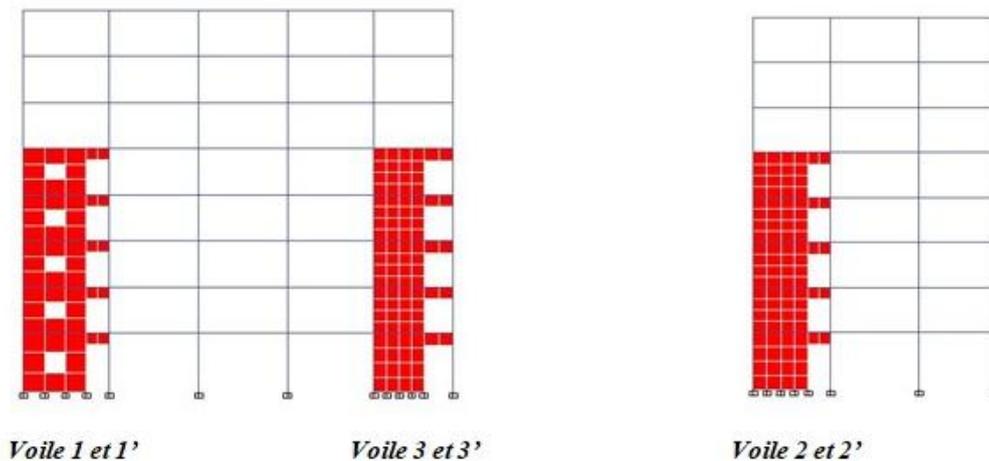


Tableau IV.69: calcul des armatures diagonales des linteaux

Type	τ_u (MPa)	h	l	$\tau_b > 0.06 f_{28}$ = 1.5 MPa	$\tau_b > 0.025 f_{28}$ = 0.625 MPa	$1.4 \tau_u$ (MPa)	α	A_D (cm ²)
Type1= Ouverture	3.22	1.08	1.47	Oui	Oui	4.51	34.74	15.25

voile 1 & 1'								
Type 2 =Poutre voile 1 & 1'	4.16	0.8	0.8	Oui	Oui	5.82	42.77	12.25
Type 3=Poutre voile 2 & 2'	3.18	0.8	1	Oui	Oui	4.45	36.5	10.69
Type 4=Poutre voile 3 & 3'	4.96	0.8	0.9	Oui	Oui	6.94	39.43	15.61

Tableau IV.70: calcul de ferrailage des linteaux

Type	A_D (cm ²)	Choix	A_l (cm ²)	Choix	A_C (cm ²)	Choix	L_s (cm)
Type 1	15.25	2x4T16	3.24	4T12	4.32	4T12	110
		16.08		4.52		4.52	
Type 2	12.25	2x4T14	2.4	2T12	3.2	4T12	100
		12.31		2.26		4.52	
Type 3	10.69	2x4T14	2.4	2T12	3.2	4T12	100
		12.31		2.26		4.52	
Type 4	15.61	2x4T16	2.4	2T12	3.2	4T12	100
		16.08		2.26		4.52	

IV.7 Dessin de ferrailage

Voile type 1 avec ouverture (voile 1 et 1') :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = A'_l = 4T12 \\ A_t = 5T10; esp = 20cm \\ A_D = 2 \times 4T16 \\ A_C = 4T12 \end{array} \right.$$

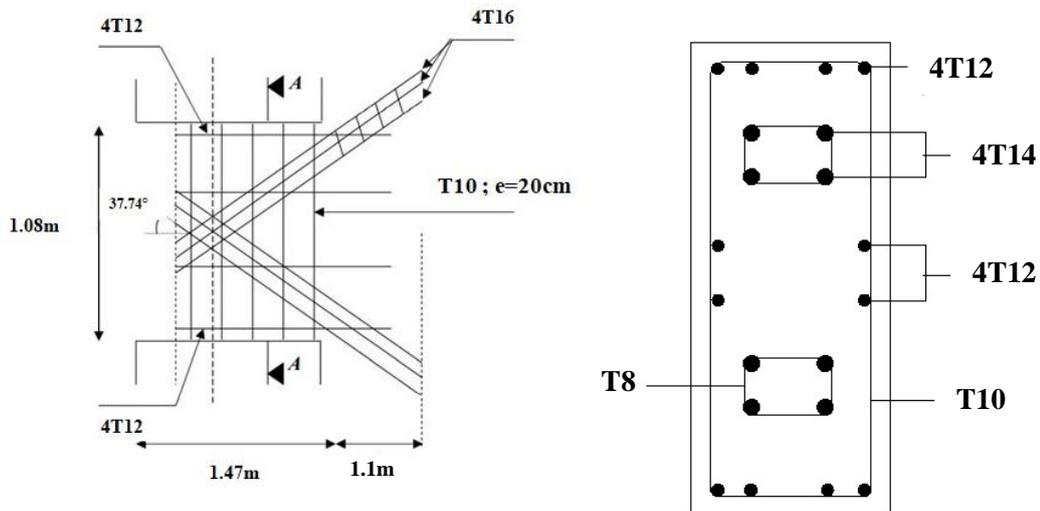


Figure IV.22 : dessin de ferrailage linteaux type.

Chapitre V
Etude de fondation

Chapitre V : Etude des fondations

I. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

II. Calcul des fondations

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

On a :

$$\Leftrightarrow Si : \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \geq 50\% \quad \text{Alors la fondation est de type radier generale.}$$

$$\Leftrightarrow Si : \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \leq 50\% \quad \text{Alors la fondation est de type semelle filante .}$$

- $S_{radier} = S_{batiment}$ plus un débord de 50cm pour chaque coté

$$\text{Donc : } S_{batiment} = 1191.88 \text{ m}^2$$

- $S_{néc} = \frac{N}{\sigma_{sol}}$ avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$N = N_{superstr} + N_{2sol}$$

$$N = 1.1 N_G + N_Q$$

$$2\text{Sous sol} = 1.1 \times 28408.85 + 6255.27 = 37505.005 \text{ kN}$$

$$\text{Super structure} = 1.1 \times 94696.16 + 14955.98 = 119121.76 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } S_{néc} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{37505.005 + 119121.76}{180} \quad S_{néc} = 870.15 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{870.15}{1110.67} = 78.34\% > 50\%$$

Alors :

Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié à notre bâtiment est un radier général.

La section nécessaire 870.15 m^2 est inférieure à celle du bâtiment (1110.67 m^2). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $S_{radier} = S_{bat} + S_{debord} = 1191.88 \text{ m}^2$.

II.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour **un radier nervuré renversé** (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

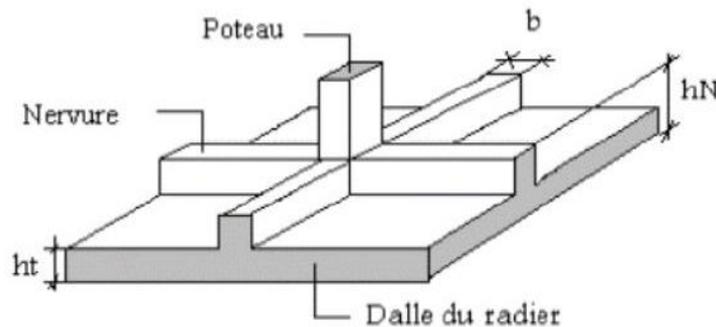


Figure V.1: Schéma du radier nervuré

II.2 Pré-dimensionnement du radier

II.2.1 Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a- Condition forfaitaire

$$h \geq \frac{L_{max}}{25} \text{ avec: } L_{max} = 6.3\text{m}$$

Donc : $h \geq 31.5 \text{ cm}$ On choisit $h_1 = 50\text{cm}$

b- Condition de cisaillement

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 198008.65 \text{ kN}$

$L = 6.3\text{m}$ et $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u L1}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L1}{2S_{rad}b0.9\bar{\tau}} = 23.26 \text{ cm.}$$

Conclusion

$$h = \max(h_1; h_2) = 50 \text{ cm}$$

II.3 Pré-dimensionnement des nervures

II.3.1 Largeur de la nervure

Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{630}{10}$$

On opte pour : **a=65 cm**

II.3.2 La hauteur de la nervure

a- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_1 < \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{On a: } L_{\max}=6.3\text{m} \Rightarrow 42\text{cm} < h_1 < 63\text{cm}$$

Soit : $h_1=60\text{cm}$

b- Condition de raideur

Théorie de la poutre sur sol élastique :

On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$

I → inertie de la semelle

E → module d'élasticité du béton (~ 20000 MPa)

K → coefficient de raideur du sol

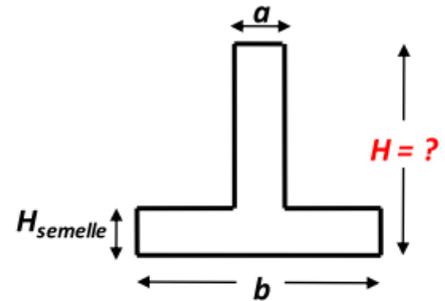
b → largeur de semelle en contact avec le sol

$$\text{Largeur de la semelle : } b = \frac{5.5+6.3}{2} \quad \mathbf{b=5.9m.}$$

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5\text{MPa}$ → pour un très mauvais sol.



- $K=40\text{MPa}$ → pour un sol de densité moyenne .
- $K=120\text{MPa}$ → pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=40\text{MPa}$ (sol de densité moyenne).

• **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre – axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite

et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).

$b=5.9\text{m}$, $H_{\text{semelle}}=0.50\text{m}$, $a=0.65\text{m}$, entre-axe des poteaux =6.3m

Tableau V.1 : Calcul de la hauteur de la nervure.

Hauteur de nervure (m)	1	1.2	1.4	1.6
$I\ (\text{m}^4)$	0.1414	0.2220	0.3402	0.5023
$L_e\ (\text{m})$	2.63	2.93	3.28	3.61
$\frac{\pi}{2} L_e + a\ (\text{m})$	4.78	5.26	5.80	6.32

Et a partir du tableau précédent on déduit que $h_2 = 1.6\text{m}$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2)$ On prend : $h_N=160\text{cm}$

En résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=50\text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure:

$$\begin{cases} h_n=160\text{ cm} \\ b=65\text{ cm} \end{cases}$$

II.4 Caractéristiques Géométrique du Radier

• **Position du centre de gravité**

$x_G= 25.45\text{m}$

$y_G=17.25\text{m}$

• **Moments d'inertie**

$I_{xx}=166079.71\text{ m}^4$

$I_{yy} =166270.3318\text{ m}^4$

II.4.1 Vérifications nécessaires

II.4.1.1 Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 148243.185 \text{ kN.m} \\ V_0 = 8021.4884 \text{ kN} \\ h = 9.76 \text{ m } (2xh_{\text{ssol}} + h_{\text{nervure}}) \end{array} \right.$$

Donc : $M_R = 226532.9118 \text{ kN.m}$

$$N = N_1 + N_2$$

N_1 : Poids propre de la super structure et sous sol + charge d'exploitation de la structure.

N_2 : Poids propre du radier + poids propre de la nervure.

On a: $N_{G1} = 144316.26 \text{ kN}$

$$N_{G2} = (\rho_b \cdot S \cdot h) + (\rho_b \cdot L \cdot h \cdot b) = 1.1(25 \times 1191.88 \times 0.50) + (25 \times 0.65 \times 1.1 \times 485.93) = 25074.35 \text{ kN}$$

Donc: $N = 169387.61 \text{ kN}$

$$M_s = N \cdot x_G = 4310919.943 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 19.03 > 1.5 \dots \dots \dots \checkmark$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 245047.3985 \text{ kN.m} \\ V_0 = 8022.6562 \text{ kN} \\ h = 9.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc: $M_R=323348.523 \text{ kN.m}$

$M_s=N.y_G=2921936.27 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9.036 > 1.5 \dots \dots \dots \checkmark$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

II.4.1.2 Vérification des contraintes sous le radier

Soit : $\sigma_{sol}=1,8 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{169387.61}{1194.88} = 141.76 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{ser}=141.76 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \dots \checkmark$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_r}{I} X_{max}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_r}{I} Y_{max}$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

• **ELU**

$N_u=231859.011 \text{ kN}$

$\sigma_{sol}=180 \text{ kN/m}^2$

Tableau V.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	228.76	159.33	211.40
Sens y-y	241.49	146.59	217.77
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 239.4$

• **ELS**

$N_{ser} = 169387.61 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$

Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	176.48	107.05	159.12
Sens y-y	189.21	94.31	165.49
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 239.4$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 217.77 \text{ kN/m}^2$

ELS : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 165.49 \text{ kN/m}^2$

II.4.1.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

1- Ferrailage de la dalle

a- Détermination des efforts

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:
 - $M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.
 - $M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0.85M_x \\ M_{ty}=0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0.75M_x \\ M_{ty}=0.75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$
 - Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
 - Moment en travée: $M_t=0.85M_0$
 - Moment sur appuis: $M_a=0.5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ Valeur de la pression sous radier

ELU

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 217.77kN/m$$

ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 165.49kN/m$$

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.2}{6.3} = 0.98 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Calcul des moments à l'ELU.

$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_u(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
6.2	6.3	0.98	0.0384	0.9545	217.77	321.45	241.09	306.82	230.12	160.73

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.5 : Calcul des moments à l'ELS.

$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_s(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
6.2	6.3	0.98	0.0457	0.9694	165.49	290.72	218.04	281.82	211.37	145.36

b- Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=400MPa$; $\sigma_s=348MPa$; $b=100cm$;

$h=50cm$; $d=0,9 h=45 cm$

- **Section minimale :**

Sens y-y : $0,08\% b.h=4 cm^2$.

Sens x-x : $A_{s\ min}=1,2.(A_{\min\ suivant\ y-y})=4.8 cm^2$.

Tableau V.6 : Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	241.09	15,38	4.8	10T14	15.39
	y-y	230.12	14,65	4	10T14	15.39
Appui	x-x	160.73	10,11	4.8	7T14	10.77
	y-y					

- **Espacement:**

En travée :

Sens x-x :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150cm; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(200\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 14\text{cm}$$

c- Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 5.43\text{cm}^2 < 9.23 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans la dalle de radier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	x-x	218.04	15.39	6,86	15	326,3	201.6
	y-y	211.37	15.39	6,65	15	316,3	201.6
Appui	x-x	145.36	10.77	5,48	15	308,4	201.6
	y-y						

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

d- Redimensionnement de la section d'armature :

Tableau V.8 : Redimensionnement des armatures dans la dalle du radier.

	Sens	A _s ^{adopté} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	15,38	4.8	13T16	26.12	7
	y-y	14,65	4	13T16	26.12	7
Appui	x-x	10,11	4.8	11T14	16.92	8
	y-y					

Tableau V.9 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'armatures.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Travée	x-x	218.04	26.12	5,19	15	194,2	201.6	✓
	y-y	211.37	26.12	5,03	15	188,3	201.6	✓
Appui	x-x	145.36	16.92	4,35	15	198,3	201.6	✓
	y-y							

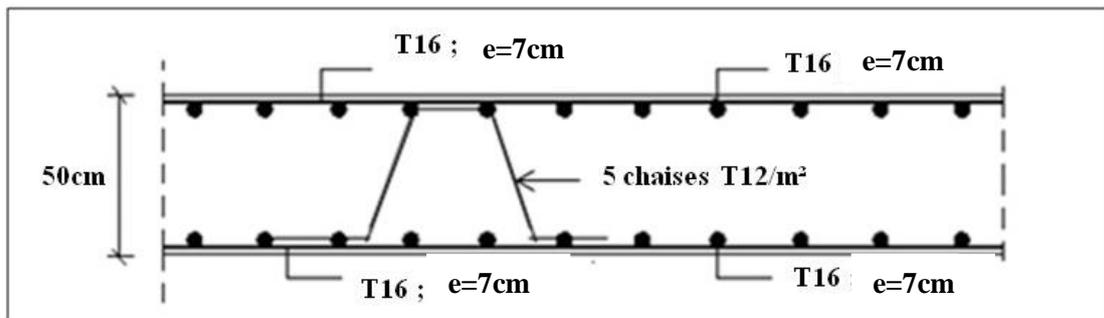


Figure V.2 : Ferrailage de la Dalle du Radier

2- Ferrailage des nervures

a- Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. [1]

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.75M_0$

Sur appuis : $M_t = 0.50M_0$

b- Calcul des armatures longitudinales

b=65cm ; h=160cm ; d=144cm

• Sens porteur (y-y) :

L=6.3m ; q_u =217.77kN/ml

Tableau V.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	810.31	15,12	10T14	15.39
Appuis	540.21	10,02	8T14	12.31

• Sens non porteur (x-x) :

L=6.2m ; $q_u=217.77\text{kN/ml}$

Tableau V.11 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	784.79	14,64	10T14	15.39
Appuis	523.19	9,7	8T14	12.31

c- Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 11.30\text{cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau V.12 : Vérification des contraintes.

	Sens	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	596.38	15.39	3,66	15	260	201.6	x
	y-y	615.78	15.39	3,78	15	268,5	201.6	x
Appuis	x-x	397.59	12.31	2,91	15	246,3	201.6	x
	y-y	410.52	12.31	3,01	15	254,3	201.6	x

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Redimensionnement de la section d'armature

Tableau V.13 : Redimensionnement des Armatures.

	Sens	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	15.39	11.3	14T14	21,54
	y-y	15.39	11.3	14T14	21,54
Appui	x-x	12.31	11.3	9T14	13,85
	y-y	12.31	11.3	9T14	13,85

Tableau V.14 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	596.38	21,54	3,2	15	200,9	201.6	✓
	y-y	615.78	21,54	3,18	15	192,8	201.6	✓
Appuis	x-x	397.59	13,85	2,57	15	192,3	201.6	✓
	y-y	410.52	13,85	2,65	15	198,6	201.6	✓

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton [1]**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{217.77 \times 6.3}{2} = 685.98kN$$

$$\tau_u = \frac{685.98 \times 10^3}{650 \times 1440} = 0.73MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

d- Calcul des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 15cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \left(\frac{160}{35}; 1.4; \frac{65}{10}\right) = \text{min}(4.57; 1.4; 6.5)cm \quad \phi_t \leq 14mm$$

f_c=400MPa ; τ_u=0.32MPa; f_{t28}=2.1MPa ; b=65cm ; d=144cm

On trouve :

S_t=15cm.....Zone nodale.

S_t=25cm.....Zone courante.

$$A_t \geq 4.875cm^2$$

On prend : 8T10=6.28cm²

- **Armatures de peau :**

Pour les poutres des grandes hauteurs il ya lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet, on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvert en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures les barres a haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisse.

Quel que soit le type de bâtiment, il faut prévoir des armatures de peau des que l'on dépasse une hauteur de 60 cm.

- 60/80 de hauteur 2 armatures de peau
- 80/120 de hauteur 4 armatures de peau
- 120/150 de hauteur 6 armatures de peau

Pour notre cas on : La poutre porteuse de 65x160cm

Donc : $2 \times 3T14 = 9.23\text{cm}^2$

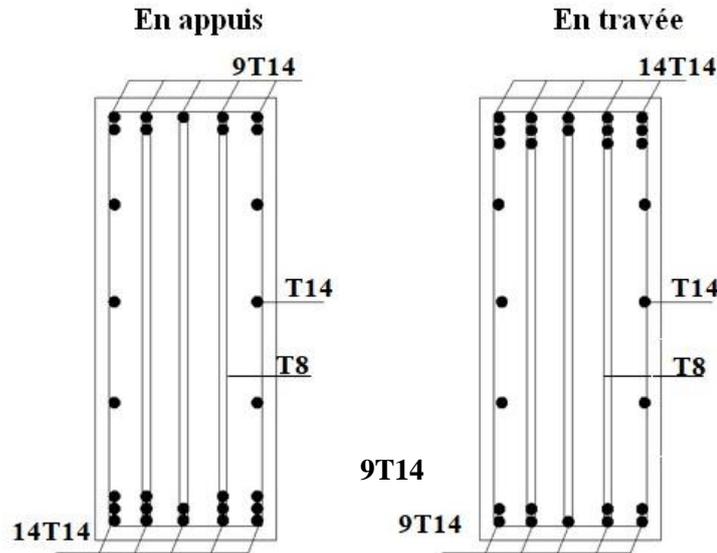


Figure V.3 : Dessin de ferrailage de la nervure 65x160cm² dans les deux sens

3- Ferrailage du Débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=0,5m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

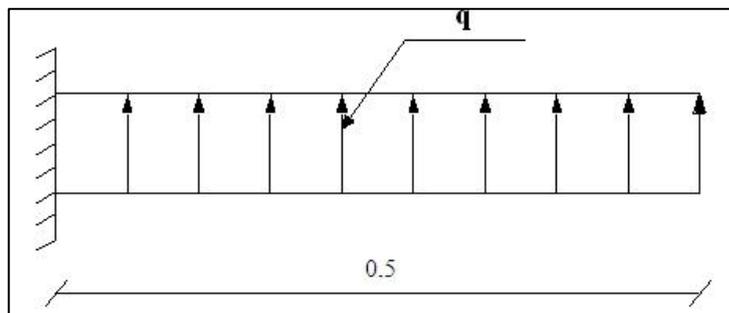


Figure V.4 : Schéma statique des débords.

- Calcul de ferrailage :

$q_u = 217.77\text{ kN/ml}$, $b = 100\text{ cm}$, $L = 0,5\text{ m}$, $h = 50\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 27.22 Nm$$

$$A_s = 1,67 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 5.43 m^2 > 1.67 cm^2$$

Choix : **6T12=6.79 cm²** > A_{min}; esp=15cm.

- **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70 cm^2 \leq A_r \leq 3.40 cm^2$$

On prend **4T10=3.14 cm²** , S_t=25 cm

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 165.49 kN/ml$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 20.69 kNm ; \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau V.15 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier dans le débord.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
20.69	6.79	1,09	15	72.5	201.6	✓

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{50}{50} = 1 > 0.0625 \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \frac{6.79}{100 \times 45} = 0.001509 < 0.0105 \dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \checkmark$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche .

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{685,98 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,52 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \checkmark$$

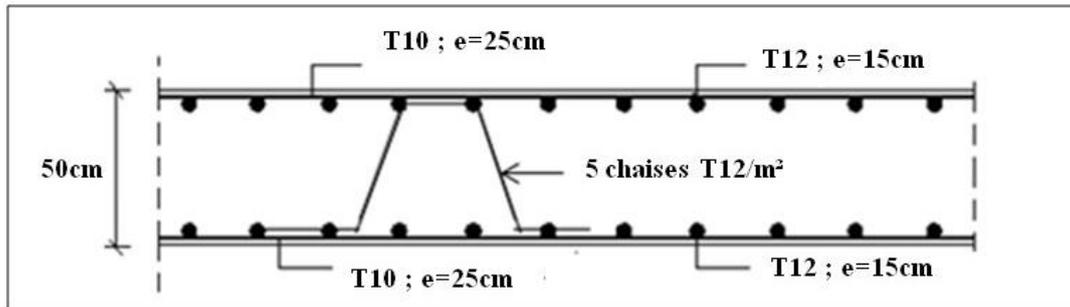


Figure V.5 : Ferrailage de la dalle du débord.

III. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

III.1 Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
Epaisseur $e \geq 15 \text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

III.2 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_y = 7,71 \text{m} ; L_x = 6,3 \text{m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante P_G des poussées des terres (remblais), sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement [RPA]:

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

$$L=(h_{\text{sol1}}+h_{\text{sol2}})-h_{\text{pnp}}=4.08+4.08-0.45=7.71\text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \cdot \beta=0. \\ \cdot \lambda=0. \\ \cdot \varphi=32.23^\circ. \\ \cdot \delta=2\varphi/3. \\ \cdot \gamma=11.34\text{ KN/m}^3. \\ \cdot L=7.71\text{ m.} \end{array} \right\} \longrightarrow K_a^\gamma=0,3$$

On obtient :

$$P=101.11\text{ KN/ml}$$

$$P_u=136.5\text{ KN/ml}$$

III.3 Effort dans la dalle :

On a rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.3}{7.71} = 0.82 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x=0.0539$$

$$\mu_y=0.6313$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Panneau intermédiaire :

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx}=0.75M_x \\ M_{ty}=0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$$

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_u(\text{kN/m})$	$M_x(\text{kNm})$	$M_{tx}(\text{kNm})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_{ty}(\text{kNm})$	$M_a(\text{kNm})$
6.3	7.71	0.82	0.00539	0.6313	136.5	292.01	219.01	184.35	138.26	146.01

III.4 Calcul du Ferrailage :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,18\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	219.01	26,64	14T16	28.13	2.4	7
	y-y	138.26	15,91	8T16	16.08	2.4	12
Appuis	x-x	146.01	16,88	9T16	18.09	2.4	10
	y-y						

III.5 Vérification nécessaire

- **Condition de Non Fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres **FeE400**

$$A_x = 0.0008 \left(3 - \frac{6.3}{7.71} \right) \frac{1 \times 0.3}{2} = 0.98 \text{cm}^2 ; A_y = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{cm}^2.$$

Remarque :

$$A_{cnf} = 2.4 \text{cm}^2 < A_s^{\text{adp}}$$

- **Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$

e- $T_x = \frac{P_U L_X L_Y}{2L_X + L_Y} = 326.45 \text{ kN}$

f- $T_x = \frac{P_U L_X}{3} = 286.65 \text{ kN}$

$$T_u^{\max} = 326.45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{326.45 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1.21 < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \checkmark$$

- **Vérification à l'ELS :**

a- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_s(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
6.3	7.71	0.82	0.0607	0.7381	101.11	243.59	182.69	179.80	134.85	121.80

b- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.17 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	182.69	28.13	9,96	15	271,9	201,6	X
	y-y	134.85	16.08	9,96	15	346,4	201,6	X
Appuis	x-x	121.80	18.09	8,46	15	279	201,6	X
	y-y							

Tableau V.18 : Redimensionnement des armatures du voile périphérique.

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	28.13	14T16	28.13	7
	y-y	16.08	14T16	28.13	7
Appuis	x-x	18.09	13T16	26.12	7
	y-y				

Tableau V.19 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique après augmentation des sections d'armature.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	182.69	26.12	6,92	15	195	201,6	✓
	y-y	134.85	28.13	7,35	15	200,7	201,6	✓
Appuis	x-x	121.80	26.12	6,92	15	195	201,6	✓
	y-y							

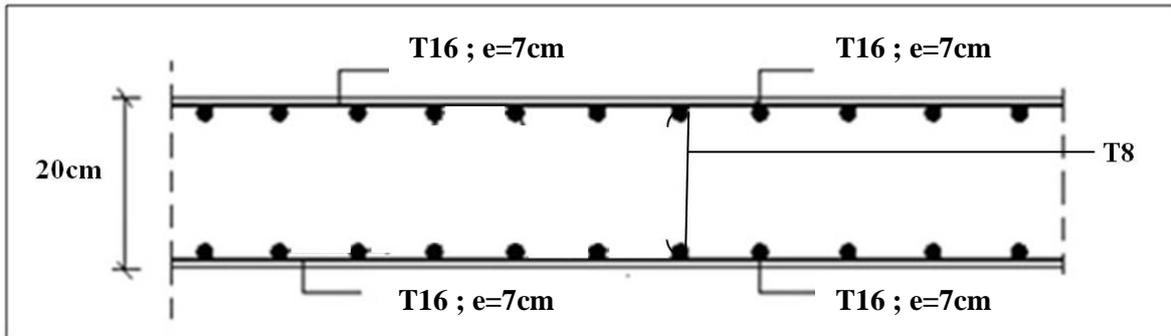


Figure V.6 : Ferrailage de voile périphérique.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master nous a permis de :

- Comprendre et apprendre à maîtriser le dimensionnement et le ferrailage d'une structure en béton armée selon RPA , CBA93 et BAEL en zone sismique.
- L'étape la plus importante dans un projet implante en zone sismique est certainement son étude dynamique
- En effet, ce sont les éléments de contreventement conçus dans cette étape qui seront ferrailés dans les étapes qui suivent l'étude dynamique.
- Et de même pour les dimensions et le ferrailage des éléments de la fondation.
- Avec une petite recherche sur l'influence des épaisseurs des voiles :

On constate que la diminution de l'épaisseur des voiles n'affecte pas la rigidité latérale du bâtiment de manière considérable.

- Et sur la suppression des voiles des 3 derniers niveaux :

Nous avons essayé de supprimer les voiles du 4^{ème} étage mais le comportement du bâtiment s'est détérioré.

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs.

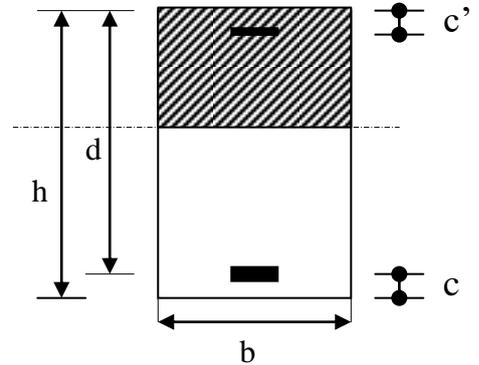
Bibliographie

- [1] D.T.R « Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003 ».
- [2] VICTORE DAVIDOVICI, « Formulaire du béton armé : volume 1 ».
- [3] D.T.R « BAEL 91 Modifié ».
- [4] DTR B.C 2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation ».
- [5] DTR « C.B.A.93 ».

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$$\mu < \mu_R$$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$\mu \leq 0,186$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/1000 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

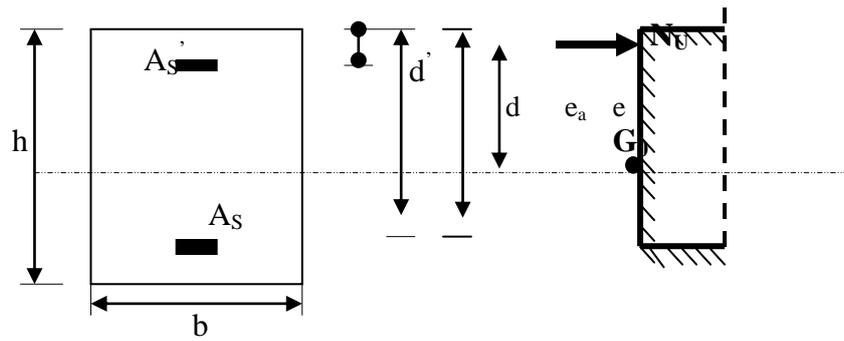
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui Non

$\psi_1 \leq 0,81$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui Non

$e \leq e_{NC}$

Non Non

Oui Non

$\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui Non

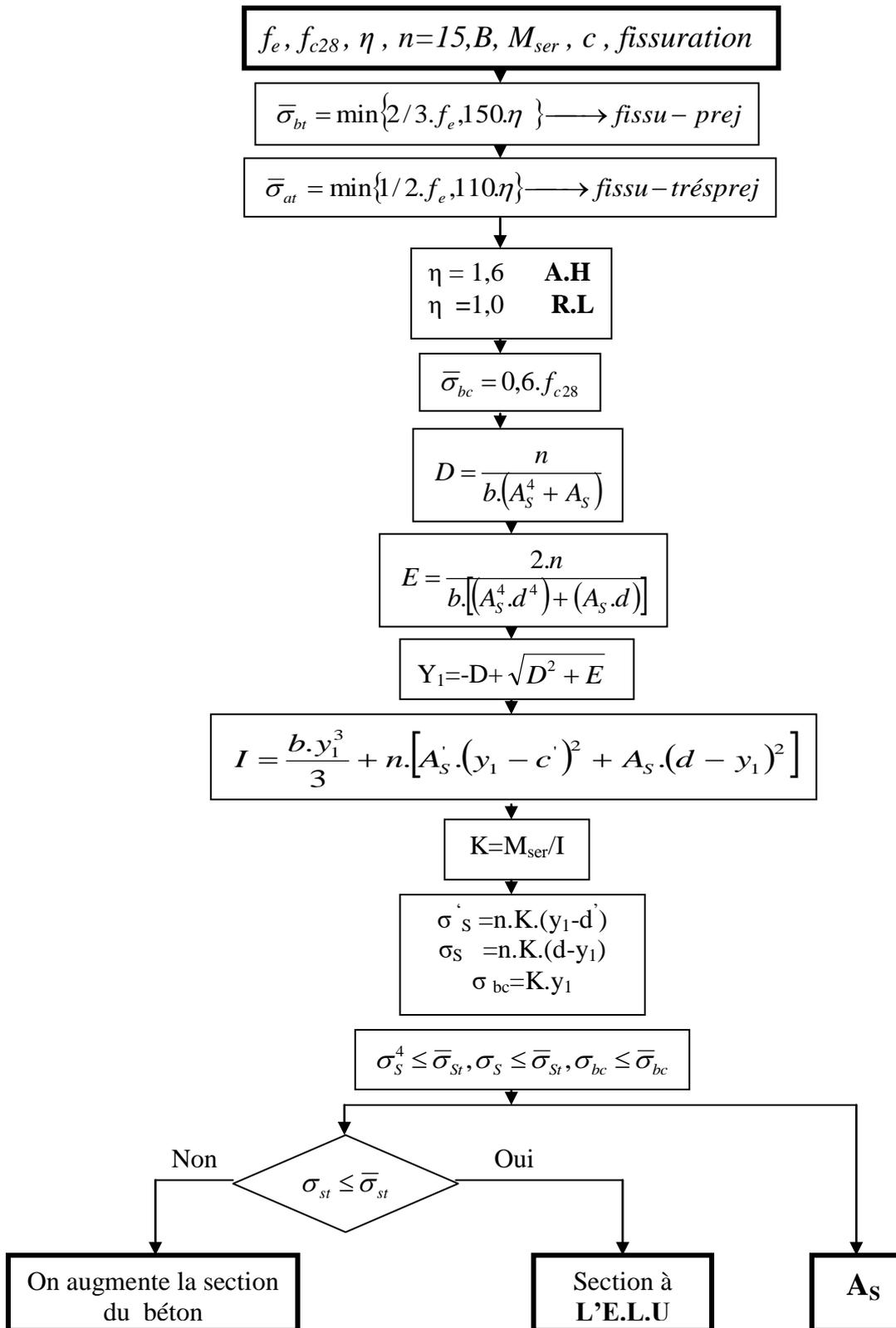
$X > 0$

$A_s' = 0$
 $A_s = 0$

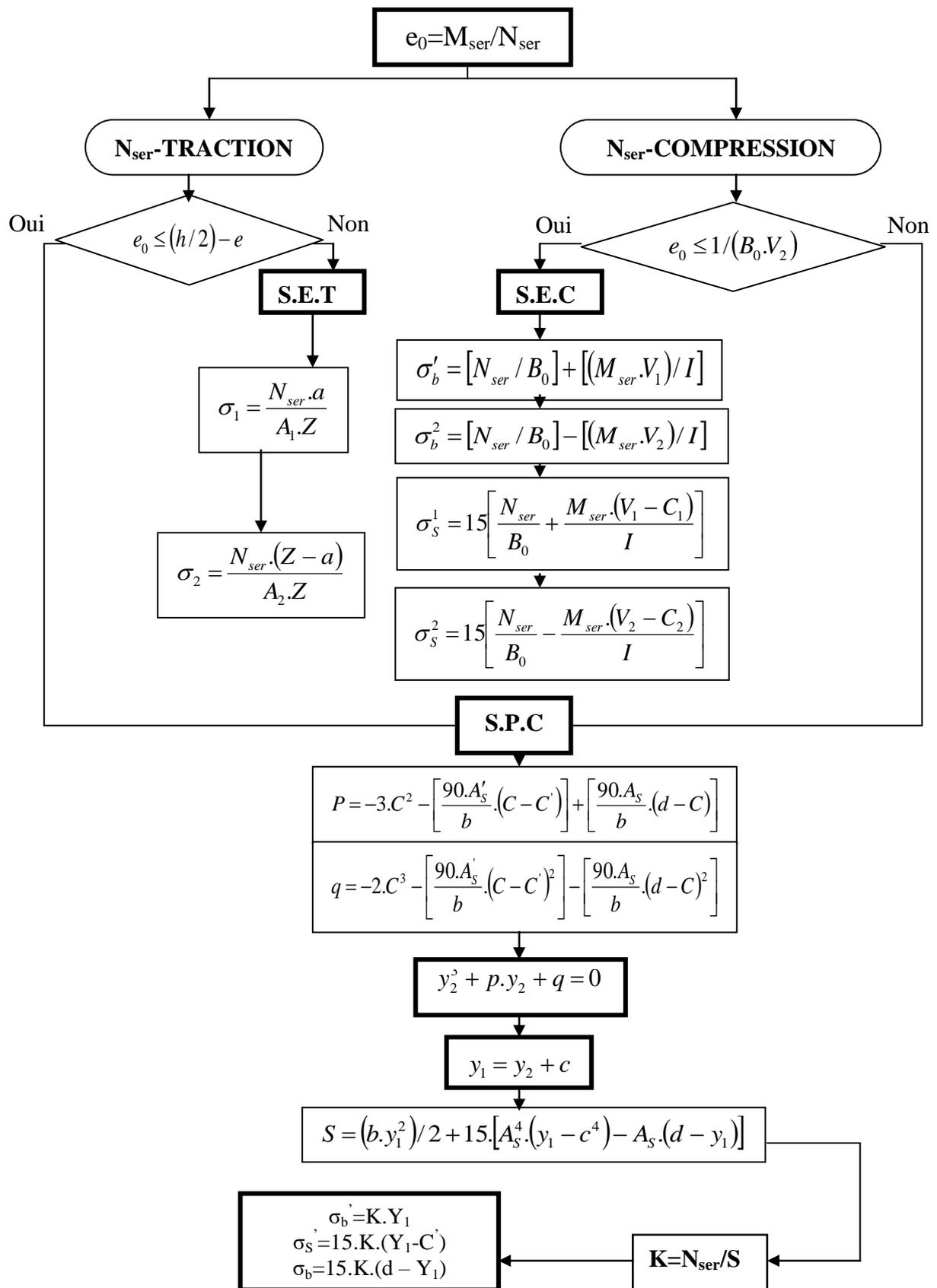
$A_s' \neq 0$
 $A_s \neq 0$

ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



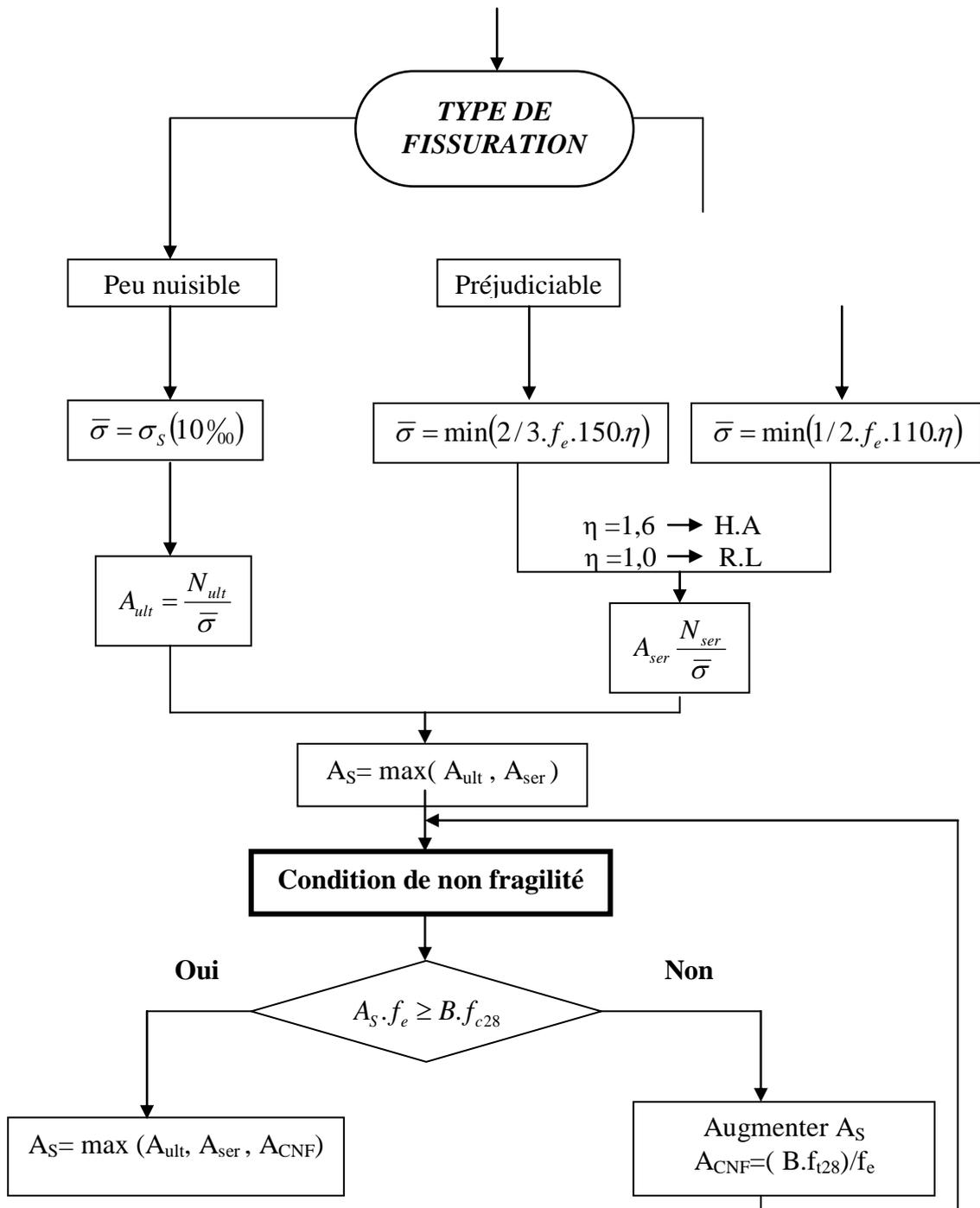
ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

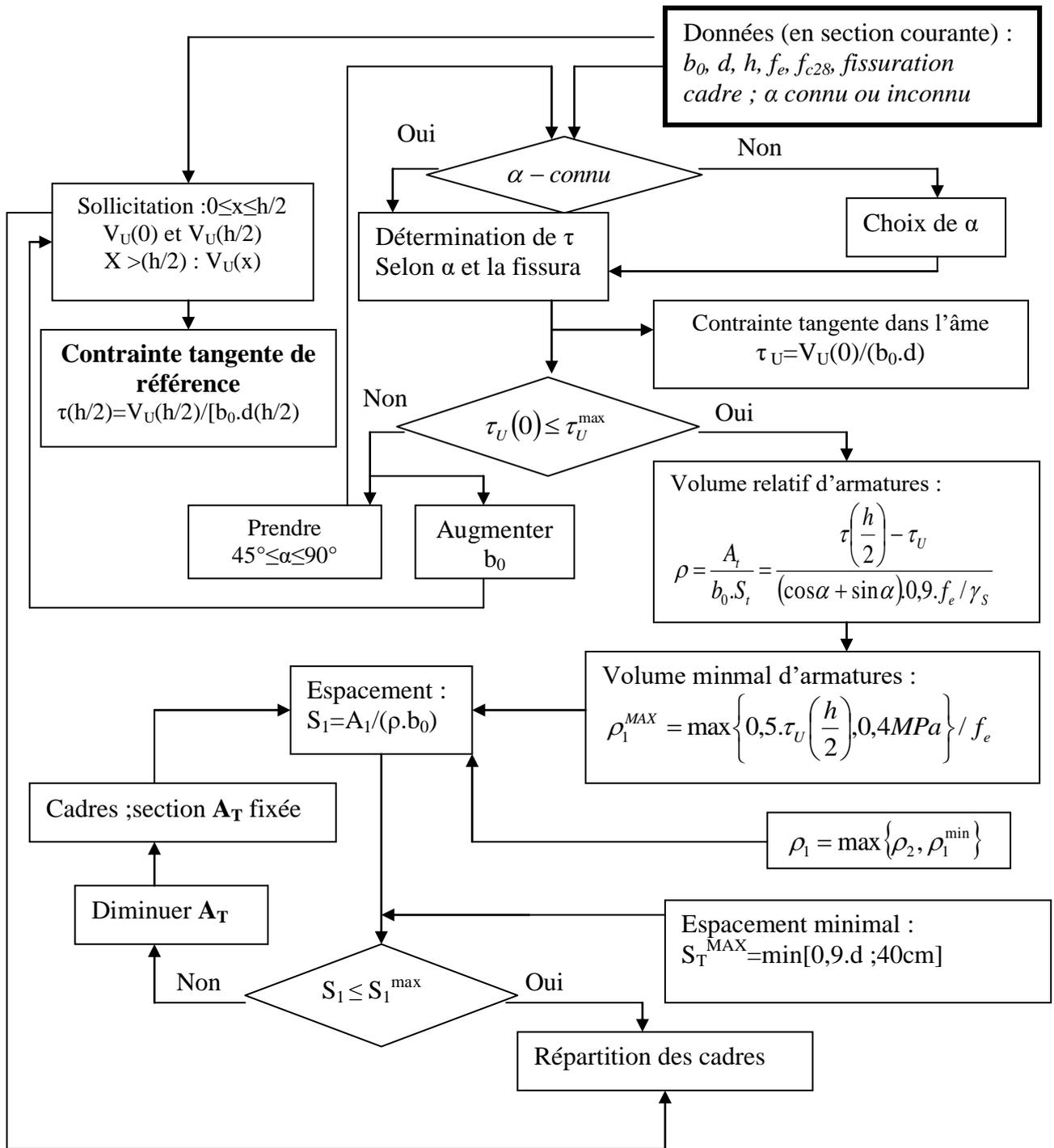
TRACTION SIMPLE

$B, f_e, f_{c28}, \gamma_b, \gamma_s, N_{ult}, N_{ser}$
 $B = b \times h$
 $F_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXES

Calcul détaillé de la descente des charges

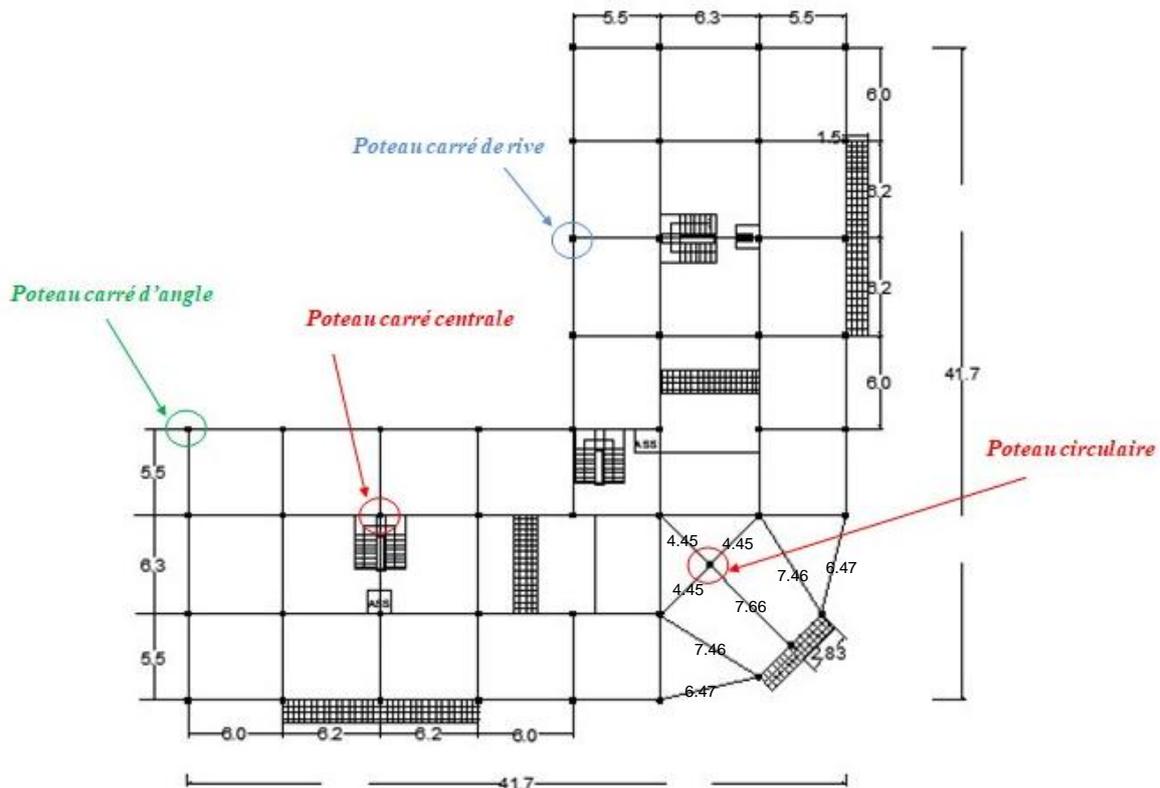


Figure 1 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités

1- Poteaux carrés

a- Poteau centrale

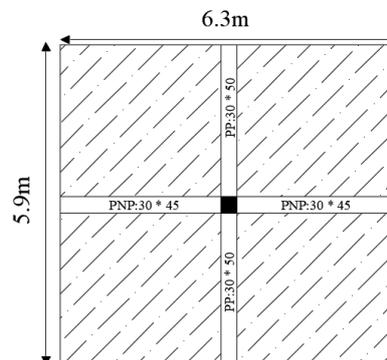


Figure 2 : Schéma du poteau central le plus sollicité

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité : $S=33.04m^2$

$$S=(6.2 \times 5.9)-[(0.3 \times 6.2)-(5.9 \times 0.3)]+(0.3 \times 0.3)=33.04m^2$$

- ❖ Détermination des charges
- Charge permanente

Poids des planchers

- Plancher terrasse à corps creux : $33.04 \times 7.09 = 234.25 \text{ kN}$
- Plancher courant à corps creux : $33.04 \times 6.2 = 204.85 \text{ kN}$
- Plancher à dalle pleine : $33.04 \times 6.39 = 211.13 \text{ kN}$
- Plancher sous sol : $33.04 \times 5.07 = 167.51 \text{ kN}$

Poids des poutres

- Poutre porteuse : $25 \times 0.3 \times (0.5 - 0.25) \times 5.9 = 11.0625 \text{ kN}$
 - Poutre non porteuse : $25 \times 0.3 \times (0.45 - 0.25) \times 6.2 = 9.30 \text{ kN}$
- $\Sigma = 20.36 \text{ kN}$

Poids des poteaux

- Poteau (1er ; 7-ème) : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.23) = 7.27 \text{ kN}$
- Poteau RDC-SSol : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (4.08) = 9.18 \text{ kN}$

Charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation au plancher terrasse

- $Q_{7\text{ème}} = S \times Q_{\text{TNA}} = 33.04 \times 1 = 33.04 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages

- $Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 33.04 \times 2.5 = 82.6 \text{ kN}$
- $Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 33.04 \times 3.85 = 127.2 \text{ kN}$
- $Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 33.04 \times 5.05 = 166.85 \text{ kN}$
- $Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 33.04 \times 6.1 = 201.54 \text{ kN}$
- $Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 33.04 \times 7 = 231.28 \text{ kN}$
- $Q_{1\text{er}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 33.04 \times 7.75 = 256.06 \text{ kN}$
- $Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{1\text{er}} = 33.04 \times 9.17 = 302.98 \text{ kN}$
- $Q_{\text{SS1}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 33.04 \times 10.66 = 352.21 \text{ kN}$
- $Q_{\text{SS2}} = S \times Q_{\text{SS1}} = 33.04 \times 12.06 = 398.46 \text{ kN}$

Tableau 1: Descente de charge du poteau carré central

Niveau	Element	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse inn	234.25	33.04
	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	261.88	
N2	Venant de N1	260.75	82.6
	Plancher étage courant	204.85	

	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	494.36	
N3	Venant de N2	494.36	127.2
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	726.84	
N4	Venant de N3	726.84	166.85
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	959.32	
N5	Venant de N4	959.32	201.54
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	1191.8	
N6	Venant de N5	1191.8	231.28
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau	7.27	
	Total	1424.28	
N7	Venant de N6	1424.28	256.06
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau		

	Total	7.27 1656.76	
RDC	Venant de N7	1656.76	302.98
	Plancher étage courant	204.85	
	Poutres	20.36	
	Poteau	9.18	
	Total	1891.15	
SS1	Venant de N RDC	1845.88	352.21
	Plancher sous sol	167.51	
	Poutres	20.36	
	Poteau	9.18	
	Total	2042.93	
SS2	Venant de N SS1	2042.93	398.46
	Plancher sous sol	167.51	
	Poutres	20.36	
	Poteau	9.18	
	Total	2239.98	

b- Poteau de rive :

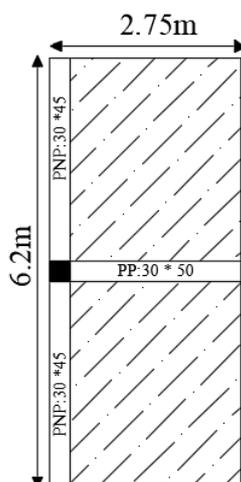


Figure 3 : Schéma du poteau de rive le plus sollicité

Soit **S** la surface reprise par le poteau central le plus sollicité : **S=15.34m²**

$$S=(6.2 \times 2.75) - [(0.15 \times 6.2) - (2.75 \times 0.15)] + (0.3 \times 0.3) = 15.34 \text{m}^2$$

❖ **Détermination des charges**

1- Charge permanente

Poids des planchers

- Plancher terrasse à corps creux : $15.34 \times 7.09 = 108.76 \text{kN}$
- Plancher courant à corps creux : $15.34 \times 6.2 = 95.12 \text{kN}$
- Plancher à dalle pleine : $15.34 \times 6.39 = 98.02 \text{kN}$
- Plancher sous sol : $15.34 \times 4.89 = 77.77 \text{kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse : $25 \times 0.3 \times (0.5 - 0.25) \times 2.75 = 5.16 \text{kN}$
 - Poutre non porteuse : $25 \times 0.3 \times (0.45 - 0.25) \times 6.2 = 9.30 \text{kN}$
- $\Sigma = 14.46 \text{ kN}$**

Poids des poteaux :

- Poteau (1er ; 7-ème) : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.23) = 7.27 \text{kN}$
- Poteau RDC-SSol : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (4.08) = 9.18 \text{kN}$

Poids des murs :

- Murs étage : $2.76 \times (3.23 - 0.45) \times (6.2 - 0.3) = 45.27 \text{kN}$
- Murs RDC : $2.76 \times (4.08 - 0.45) \times (6.2 - 0.3) = 59.11 \text{kN}$

Poids de l'acrotère :

- $2.6 \times 6.2 = 16.12 \text{kN}$

2- Charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation au plancher terrasse :

- $Q_7 = S \times Q_{TNA} = 15.34 \times 1 = 15.34 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

- $Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 15.34 \times 2.5 = 38.35 \text{ KN}$
- $Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 15.34 \times 3.85 = 59.06 \text{ KN}$
- $Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 15.34 \times 5.05 = 77.47 \text{ KN}$
- $Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 15.34 \times 6.1 = 93.57 \text{ KN}$
- $Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 15.34 \times 7 = 107.38 \text{ KN}$
- $Q_{1\text{er}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 15.34 \times 7.75 = 118.89 \text{ KN}$

- $Q_{RDC} = S \times Q_{1er} = 15.34 \times 9.17 = 140.67 \text{ kN}$
- $Q_{SS1} = S \times Q_{RDC} = 15.34 \times 10.66 = 163.52 \text{ kN}$
- $Q_{SS2} = S \times Q_{SS1} = 15.34 \times 12.06 = 185.00 \text{ kN}$

Tableau 2 : Descente de charge du poteau carré rive

Niveau	Element	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse na	108.76	15.34
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Acrotère	16.12	
	Total	146.61	
N2	Venant de N1	146.61	38.35
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Murs extérieurs	45.27	
Total	308.73		
N3	Venant de N2	308.73	59.06
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Murs extérieurs	45.27	
Total	470.85		
N4	Venant de N3	470.85	77.47
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Murs extérieurs	45.27	

	Total	632.97	
N5	Venant de N4	632.97	93.57
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Murs extérieurs	45.27	
	Total	795.09	
N6	Venant de N5	795.09	107.38
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Murs extérieurs	45.27	
	Total	957.21	
N7	Venant de N6	957.21	118.89
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	7.27	
	Murs extérieurs	45.27	
	Total	1119.33	
RDC	Venant de N7	1119.33	140.67
	Plancher étage courant	95.12	
	Poutres	14.46	
	Poteau	9.18	
	Murs extérieurs	59.11	
	Total	1297.2	
SS1	Venant de N RDC	1297.2	163.52

	Plancher sous sol	77.77	
	Poutres	14.46	
	Poteau	9.18	
	Total	1398.61	
SS2	Venant de N SS1	1398.61	185.00
	Plancher sous sol	77.77	
	Poutres	14.46	
	Poteau	9.18	
	Total	1500.02	

c- Poteau d'angle :

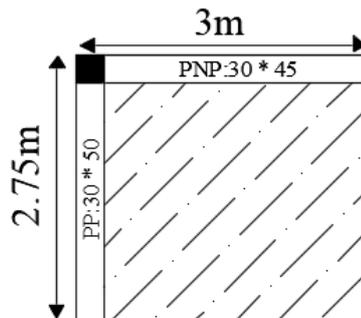


Figure 4 : Schéma du poteau d'angle le plus sollicité

Soit **S** la surface reprise par le poteau central le plus sollicité : **S=7.41m²**

❖ **Détermination des charges :**

3- Charge permanente :

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux : $7.41 \times 7.09 = 52.53\text{kN}$
- Plancher courant à corps creux : $7.41 \times 6.2 = 45.94\text{kN}$
- Plancher à dalle pleine : $7.41 \times 6.39 = 47.35\text{kN}$
- Plancher sous sol : $7.41 \times 5.07 = 37.57\text{kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse : 5.16kN
- Poutre non porteuse : 4.5kN

Poids des poteaux :

- Poteau (1er ;7-ème) : 6.14kN
- Poteau RDC : 8.06kN
- Poteau SSol : 8.06kN

Poids des murs :

- Murs étage : $2.76 \times (3.23-0.45) \times 5.75 = 43.33 \text{ kN}$
- Murs RDC : $2.76 \times (4.08-0.45) \times 5.75 = 56.82 \text{ kN}$
- Murs SSol : $2.76 \times (4.08-0.45) \times 5.75 = 56.82 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère :

- $2.6 \times 5.75 = 14.75 \text{ kN}$

4- Charge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation au plancher terrasse :

- $Q_7 = S \times Q_{TNA} = 7.41 \times 1 = 7.41 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

- $Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 7.41 \times 2,5 = 18.53 \text{ KN}$
- $Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 7.41 \times 3.85 = 28.53 \text{ KN}$
- $Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 7.41 \times 5.05 = 37.42 \text{ KN}$
- $Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 7.41 \times 6.1 = 45.2 \text{ KN}$
- $Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 7.41 \times 7 = 51.87 \text{ KN}$
- $Q_{1\text{er}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 7.41 \times 7.75 = 57.43 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{1\text{er}} = 7.41 \times 9.17 = 67.95 \text{ kN}$
- $Q_{\text{SS1}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 7.41 \times 10.66 = 78.99 \text{ kN}$
- $Q_{\text{SS2}} = S \times Q_{\text{SS1}} = 7.41 \times 12.06 = 93.37 \text{ kN}$

Tableau 3: Descente de charge du poteau carré d'angle

Niveau	Element	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse inn	52.53	7.41
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Acrotère	14.95	

	Total	83.29	
N2	Venant de N1	83.29	18.53
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Murs extérieurs	43.33	
	Total	188.35	
N3	Venant de N2	188.35	28.53
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Murs extérieurs	43.33	
	Total	293.42	
N4	Venant de N3	293.42	37.42
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Murs extérieurs	43.33	
	Total	398.49	
N5	Venant de N4	398.49	45.2
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Murs extérieurs	43.33	
	Total	503.56	
N6	Venant de N5	503.56	51.87
	Plancher étage courant		

	Poutres	45.94	
	Poteau	9.66	
	Murs extérieurs	6.14	
	Total	43.33	
		608.63	
N7	Venant de N6	608.63	57.43
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	6.14	
	Murs extérieurs	43.33	
	Total	713.7	
RDC	Venant de N7	713.7	67.95
	Plancher étage courant	45.94	
	Poutres	9.66	
	Poteau	8.06	
	Murs extérieurs	56.82	
	Total	834.18	
SS1	Venant de N RDC	834.18	78.99
	Plancher sous sol	37.57	
	Poutres	9.66	
	Poteau	8.06	
	Total	889.47	
SS2	Venant de N SS1	889.47	93.37
	Plancher sous sol	37.57	
	Poutres	9.66	
	Poteau	8.06	

	Total	944.76	
--	-------	--------	--

d- Poteau circulaire :

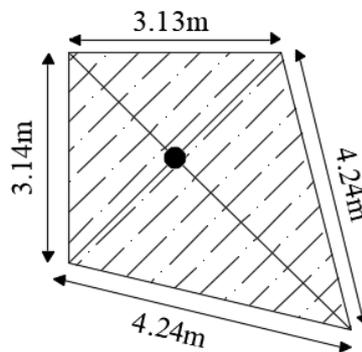


Figure 5 : Schéma du poteau central le plus sollicité

Soit **S** la surface reprise par le poteau central le plus sollicité : **S=12.87m²**

❖ **Détermination des charges :**

5- Charge permanente :

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à dalle pleine : $12.87 \times 7.28 = 93.69\text{kN}$
- Plancher courant à dalle pleine : $12.87 \times 6.39 = 82.24\text{kN}$
- Plancher sous sol : $12.87 \times 5.07 = 65.25\text{kN}$

Poids des poutres :

- Poutre principale : $25 \times 0.3 \times (0.65 - 0.15) \times (3.65 + 2.23) = 22.01\text{kN}$
- Poutre secondaire : $25 \times 0.3 \times (0.4 - 0.25) \times 2.23 \times 2 = 8.36\text{kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1er ; 7-ème) : $25 \times \frac{\pi(0.35)^2}{4} \times (3.23 - 0.65) = 6.21\text{kN}$
- Poteau RDC : $25 \times \frac{\pi(0.35)^2}{4} \times (4.08 - 0.65) = 8.25\text{kN}$
- Poteau SSol1 : $25 \times \frac{\pi(0.35)^2}{4} \times (4.08 - 0.65) = 8.25\text{kN}$

6- Charge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation au plancher terrasse :

- $Q_7 = S \times Q_{TNA} = 12.87 \times 1 = 12.87\text{ KN}$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

- $Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 12.87 \times 2,5 = 32.175\text{KN}$
- $Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 12.87 \times 3.85 = 49.55\text{KN}$
- $Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 12.87 \times 5.05 = 64.99\text{KN}$
- $Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 12.87 \times 6.1 = 78.51\text{KN}$
- $Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 12.87 \times 7 = 90.09\text{KN}$
- $Q_{1\text{er}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 12.87 \times 7.75 = 99.74\text{KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{1\text{er}} = 12.87 \times 9.17 = 118.02\text{ kN}$
- $Q_{\text{SS1}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 12.87 \times 10.66 = 137.19\text{ kN}$
- $Q_{\text{SS2}} = S \times Q_{\text{SS1}} = 12.87 \times 12.06 = 155.21\text{ kN}$

Tableau 5 : Descente de charge du poteau circulaire central

Niveau	Element	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse na	93.69	12.87
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	124.06	
N2	Venant de N1	124.06	32.175
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	242.88	
N3	Venant de N2	242.88	49.55
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	361.7	
N4	Venant de N3	361.7	64.99
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total		

		480.52	
N5	Venant de N4	480.52	78.51
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	599.34	
N6	Venant de N5	599.34	90.09
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	718.16	
N7	Venant de N6	718.16	99.74
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	6.21	
	Total	836.98	
RDC	Venant de N7	836.98	118.02
	Plancher étage-c	82.24	
	Poutres	30.37	
	Poteau	8.25	
	Total	957.84	
SS1	Venant de N RDC	957.84	137.19
	Plancher sous sol	65.25	
	Poutres	30.37	
	Poteau	8.25	

	Total	1061.71	
SS2	Venant de N RDC	1061.71	155.21
	Plancher sous sol	65.25	
	Poutres	30.37	
	Poteau	8.25	
	Total	1165.58	

Calcul détaillé de l'acrotère

I. Evaluation des charges

I.1 Charge permanente

➤ Le poids propre de l'acrotère pour 1m

$$G_1 = \rho_b \cdot s$$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}$

s : La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.80 \times 0.10) + 0.1 \times 0.02 = 0.084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

➤ Le poids des enduits en ciment

$$G_2 = \rho \times p \times e$$

$$e = 1.5 \text{ cm} \text{ et } \rho = 18 \text{ kN/m}^3$$

ρ : Poids volumique du ciment = 18 kN/m^3

p : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm .

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.42 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura : } G = 2.52 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 1 \text{ kN/ml}$$

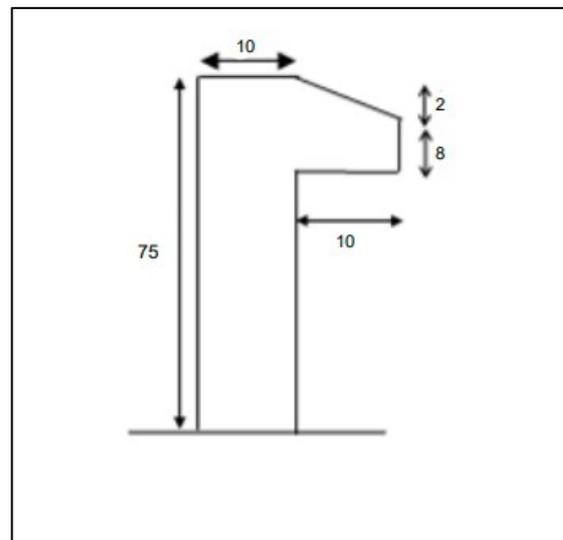


Figure 1 : Dimension de l'acrotère

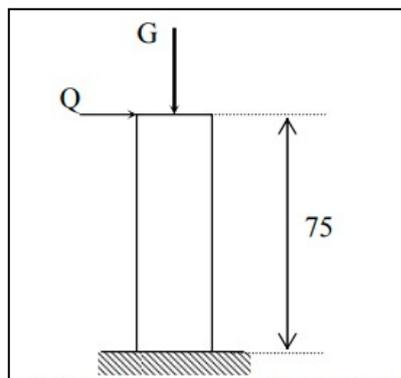


Figure 2 : Schéma statique de l'acrotère

• **Action des forces horizontale**

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3)$$

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés. $A=0.25$
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 $C_p=0.8$ (voir tableau 6.1)
- W_p : Poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.52$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.52$$

$$F_p = 2.016 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1.5 \times Q; F_p)$$

$$Q_h = 2.016 \text{ kN}$$

I.1.1 Calcul des sollicitations

Tableau 1 : Calcul des sollicitations

<i>ELU</i>			<i>ELS</i>		
N_u	1,35xG	3.402 kN	N_s	G	2.52 kN
M_u	1,5xQ _h	3.024 kN.m	M_s	Q _h	2.016 kN.m
T_u	1,5xF _p	3.024 kN	T_s	F _p	2.016 kN

I.1.2 Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la section plane à étudier sera de **100×10 cm²**.

➤ **ELU**

Données :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm et } c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_0 = 88.89 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5\text{cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c$ donc : SPC

$$M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.019 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 3.019 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.027$$

$$\mu_u = 0.027 < \mu_R = 0.391 \xrightarrow{A_s} A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de FS on aura les résultats

Tableau 2 : Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_s = A_1$	$A_2 \text{ (cm}^2\text{)}$
0.027	0.391	0.0342	8.87	348	1.0072	0	0.92

Ferrailage minimale

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_2; A_{cnf}) = 1.087\text{cm}^2$$

On adoptera : 4T6 = 1.13 cm².

Espacement

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad A_r > 0.352\text{cm}^2; \text{ Soit } A_s = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$S_v = 75/3 = 25\text{cm}.$$

➤ **ELS**

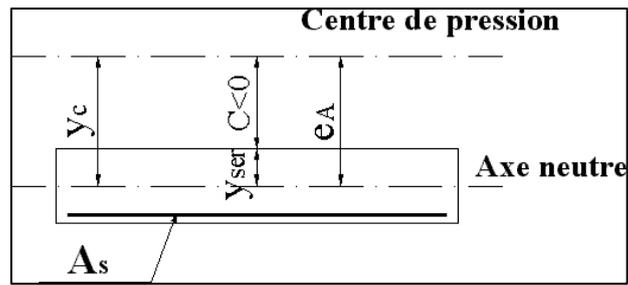


Figure 3 : Distance de l'axe neutre

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme flexion composée à ELS « voire Annexe ».

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \quad e_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c$ donc : SPC

C : Le distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée $C = d - e_a$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 33.7 \text{ cm} \quad \text{Donc : } C = -24.7 \text{ cm} < 0$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], On résout l'équation du troisième degré :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Dinstance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$n=15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -1823.65 \\ \text{Et} \\ p = -2c^3 + 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 28231.03 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -10,15 \cdot 10^{-7}$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 49,31$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -48,97 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 29,43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 19,54 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 29,43 \text{ cm}$

Car : $y_{ser} > 0$ et $y_{ser} = (y_c + c) < d$

D'où $y_{ser} = 29,43 - 24,7 = 4,73 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,73 \text{ cm} \\ y_c = 29,43 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} + c')^2] = 3836,50 \text{ cm}^4 ; n=15$$

Vérification de la contrainte

a- Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,52 \cdot 10^3 \cdot 29,43 \cdot 10}{3836,50 \cdot 10^4} \right) \cdot 4,73 = 9,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b- Contrainte de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 12,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,024 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0336\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

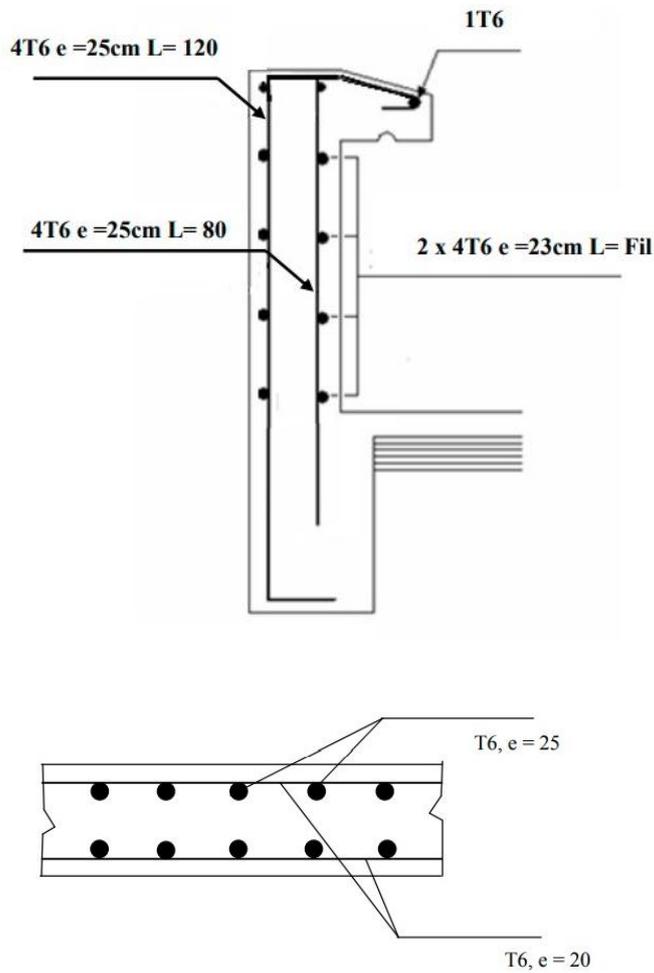


Figure 4 : Dessin de ferrailage

La vérification

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN*m Moment ... : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement :

sécurité du béton :

sécurité de l'acier :

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

+ G

Activer Windows

Le résultat :

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

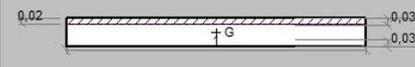
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text" value="3,1"/> MPa	<input type="text" value="15"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text" value="-9,71"/> MPa	<input type="text" value="400"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text" value="-122,1"/> MPa	<input type="text" value="400"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text" value="0"/> MPa	<input type="text" value="15"/> MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m

0,02  0,03

Activer Windows

Calcul détaillé des dalles

I. Balcon

I.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

- ✓ En porte-à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à l'extrémité

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde –corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

I.2 L'Épaisseur de porte à faux

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{1,5}{10} = 15cm$$

On prend : e=15cm

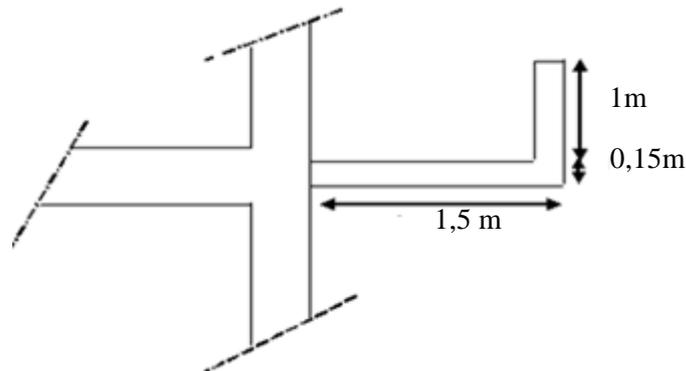


Figure 1 : Dimensions du balcon

I.3 Evaluation des charges

I.3.1 Charge permanente

$$G = 6,39 \text{ kN/m}^2$$

I.3.2 Charge d'exploitation

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

I.3.3 Charge concentrée "F"

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép=10cm) 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment 0,36 kN/m

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

I.3.4 Moment dû à la main courante

$$M_{mc} = Q \cdot x \cdot L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

I.4 Schéma statique

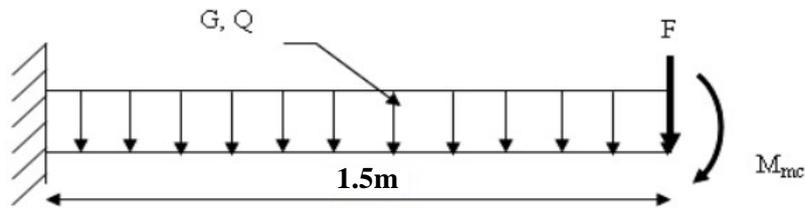


Figure 2 : Schéma statique du balcon

I.5 Combinaison des charges

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = - \left(\frac{q}{2} x^2 + Fx + M_{mc} \right)$$

- **Effort tranchant**

$$T(x) = (qx + F)$$

Avec : $x = 1,5$

Tableau 1 : Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	13.84	9.86
F(kN)	2.19	1.62
M _{mc}	1,50	1,00

I.6 Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Tableau 2 : résultats des efforts internes

	ELU	ELS
M _i (kNm)	20.35	14.52
T _{max} (kN)	22.95	16.41

I.7 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de Im .

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$

Tableau 3 : Ferrailage du balcon

$M_u(\text{kN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm^2)	α	Z (cm)	$A_s \text{ cal}_s$ (cm^2)	Choix	$A_s \text{ adp}$ s (cm^2)	Esp (cm)
20.35	0.0789	Oui	0	0,103	12.94	4.52	6T12	6,79	15

I.7.1 Espacement

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \dots \text{pour un charge concentré} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

I.7.2 Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **3T10=2,36 cm²**

I.7.3 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4,52 \text{ m}^2 > A_s^{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

I.7.4 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{22,95 \times 10^3}{100 \times 135} = 0,17\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

I.7.5 Vérification des contraintes à L'ELS

Avec : $n=15$; $c'=5\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 15\eta\right) = 225MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau 4 : Vérification des contraintes du porte-à-faux

$M_{ser}(kN.m)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
14.52	6,79	3,12	6087.13	8.483	Vérifiée	216.13	Vérifiée

I.7.6 Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{150} = 0.1 > 0.0625 \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \frac{6.69}{100 \times 135} = 0.00495 < 0.0105 \dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \checkmark$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

I.7.7 Dessin de ferrailage

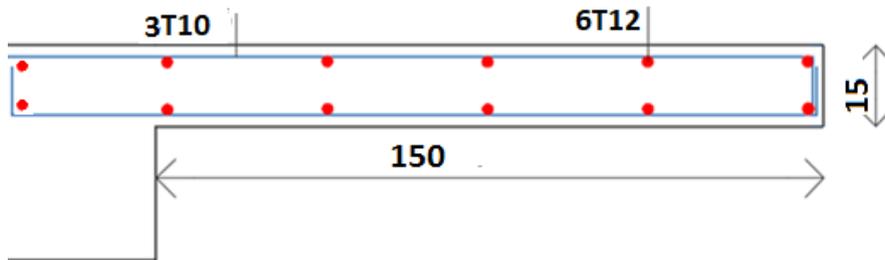


Figure 3 : Schéma de ferrailage du balcon.

II. Dalle pleine

II.1 Plancher dalle pleine

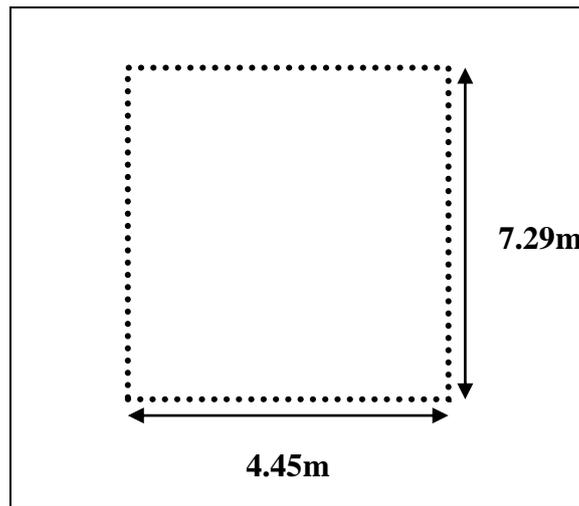


Figure 4 : Schéma de la dalle pleine

II.2 Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Etage courant	6,39	1.5	10.87	7.89
Terrasse	7.28	1	11.34	8.28

II.3 Exemple de calcul

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 > 0.4$... La dalle travaille dans les deux sens (elle est soumise a une charges reparties).

- Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

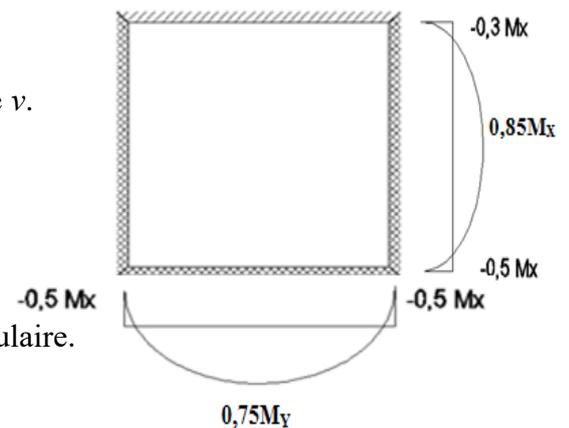
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.6$$



$$\mu_x = 0.0822 ; \mu_x = 0.2948$$

Etage courant

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 17,69 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,22 \text{ kNm}$$

Terrasse :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 18,46 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,44 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**

Etage courant

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3.915 \text{ KN.m}$$

Terrasse

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4.08 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis**

Etage courant

$$M_{A \text{ rive}} = -0,3 M_x = -5.307 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = -0,5 M_x = -8.845 \text{ KN.m}$$

$$M_{A y} = -0,5 M_x = -8.845 \text{ KN.m}$$

Terrasse

$$M_{A \text{ rive}} = -0,3 M_x = -5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = -0,5 M_x = -9.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{A y} = -0,5 M_x = -9.23 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13.5 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Sens	$M_u(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	Choix	$A_{sadop}(cm^2)$	$S_t(cm)$	
Terrasse	Travées	x-x	15.69	3.6	8T8	4.02	15	
		y-y	4.08	<u>0.91</u>	4T8	2.01	25	
	Appuis	x-x	rive	5.54	<u>1.24</u>	4T8	2.01	25
			inter	9.23	2.08	6T8	3.01	20
		y-y	9.23	2.08	6T8	3.01	20	
Etage courant	Travées	x-x	15.04	3.44	8T8	4.02	15	
		y-y	3.915	<u>0.87</u>	4T8	2.01	25	
	Appuis	x-x	rive	5.0307	<u>1.12</u>	4T8	2.01	25
			inter	8.845	1.99	4T8	2.01	25
		y-y	8.845	1.99	4T8	2.01	25	

- Espacement

Sens x-x : $S_t \leq \min(3h ; 33) = 33cm$ vérifier

Sens y-y : $S_t \leq \min(4h ; 44) = 44cm$ vérifier

- Condition de non fragilité

Sens x-x : $1.2 \times 0.8 \times b \times h = 1.44cm^2$

Sens y-y : $0.8 \times b \times h = 1.6cm^2$

$A_s < A_{smin}$ On ferraille avec A_{smin}

- Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3}$$

$$T_{umax} = \max(T_x; T_y)$$

	T_x	T_y	T_{umax}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
Terrasse	22.72	16.82	22.72	0.168	1.25	✓
E.C	21.78	16.12	21.78	0.161	1.25	✓

- **Vérification a l'ELS**

Il faut que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 > 0.4 \dots$ La dalle travaille dans les deux sens (elle est soumise a une charges reparties).

- **Calcul des moments**

➤ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

➤ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

➤ Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.6$$

$$\mu_x = 0.0870 ; \mu_y = 0.4672$$

Etage courant

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13,59 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,35 kNm$$

Terrasse

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,28 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,67 kNm$$

- **Moments en travées**

Etage courant

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5 \text{ KN.m}$$

Terrasse

$$M_{lx}=0,85M_x=12.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly}=0,75M_y= 3.75\text{KN.m}$$

• **Moments sur appuis**

Etage courant

$$M_{A \text{ rive}}=-0,3M_x=-3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}}=-0,5M_x=-5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{A y}=-0,5M_x=-5.78\text{KN.m}$$

Terrasse

$$M_{A \text{ rive}}=-0,3M_x=-3.64\text{KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}}=-0,5M_x=-6.07\text{KN.m}$$

$$M_{A y}=-0,5M_x=6.07\text{KN.m}$$

		Sens	$M_u (kN.m)$	Choix	$A_{sadop} (cm^2)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	Travées	x-x	12.14	8T8	4.02	6,41	15
		y-y	3.75	4T8	2.01	2.61	15
	Appuis	x- rive	3.64	4T8	2.01	2,53	15
		x inter	6.07	6T8	3.01	3,59	15
		y-y	6.07	6T8	3.01	3,59	15
Etage courant	Travées	x-x	11.55	8T8	4.02	6,1	15
		y-y	5	4T8	2.01	3,48	15
	Appuis	x- rive	3.47	4T8	2.01	2,41	15
		x inter	5.78	4T8	2.01	4,02	15
		y-y	5.78	4T8	2.01	4,02	15

• **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{729} = 0.02 < 0.0625 \dots\dots\dots \times$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \frac{4.82}{1000 \times 135} = 0.002977 < 0.0105 \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.02 \leq 0.085 \dots\dots\dots \times$

On remarque que les trois conditions ne sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau 5 : les résultats de vérification de la flèche avec socotec

	$A_s(cm^2)$	$f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	Obs
<i>Etage courant</i>	4.02	9,865	12,29	✓
<i>Terrasse</i>	4.02	10,048	12,29	✓

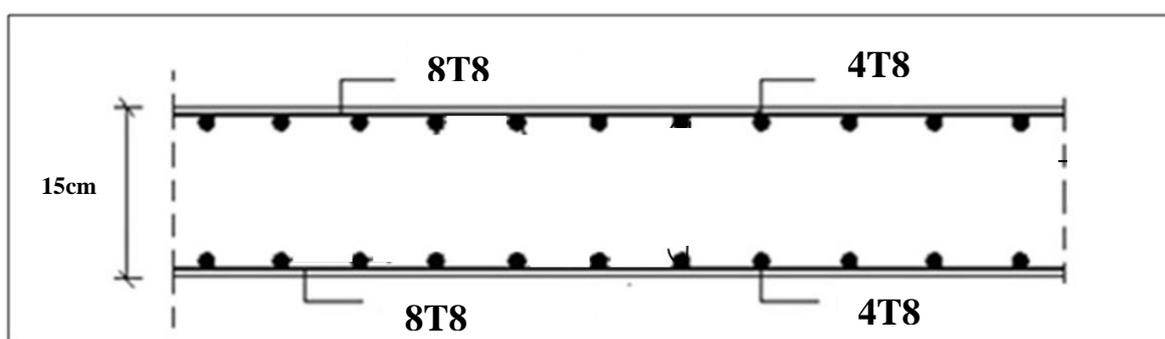


Figure 5 : Ferrailage de la Dalle en travée de la terrasse et étage courant

Calcul détaillé de l'escalier

I. Escalier

I.1.1 Dimensionnement de l'escalier

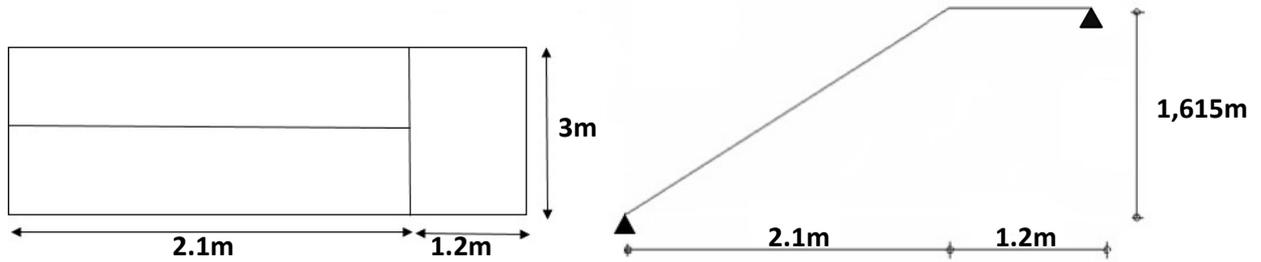


Figure 1 : Schéma statique d'escalier.

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

$$64n^2 - n(64 + 323 + 210) + 323 = 0$$

$$64n^2 - 597n + 323 = 0$$

On trouve : $\Delta = 273721$

Donc : $n_1 = 0.57$

$n_2 = 8.75$ on prend : $n_2 = 9$

- le nombre de marche $(n-1) = 8$
- le nombre de contre marche $n = 9$

Alors on prend

$$h = \frac{H}{n} = 17.94$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 26.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Formule de BLONDEL : $2h + g = 64 \text{ cm}$ $2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

Formule de commodité : $g - h = 12 \text{ cm}$ $30 - 17 = 13 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \dots\dots \text{ok}$

Formule de sécurité : $g + h = 46 \text{ cm}$ $30 + 17 = 47 > 46 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

I.1.2 Détermination des charges :

- épaisseur de la volée e_v :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + l \quad l = 412.77 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 12.83 < e < 19.24 \quad e_v = 15 \text{ cm}$$

- épaisseur de palier e_p $e_p = 15 \text{ cm}$
- angle d'inclinaison de la pailasse

$$\text{Tang } \alpha = \frac{H}{L} \quad \alpha = 37.56^\circ$$

- Évaluation de la charge

- Palier

Tableau 1 : évaluation de la charge du palier

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Masse surfacique (kn/m ²)
Pp de palier	15	25	0.15x25=3.75
Mortier de pose horizontale	3	20	0.03x20=0.6
Carrelage horizontale	2	22	0.02x22=0.44
Enduit de ciment plâtre	2	18	0.02x18=0.36
			Gp=5.15 kn/m²

- Volée

Tableau 2 : évaluation de la charge de la volée

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Masse surfacique (kn/m ²)
Pp de la volée	15	25	$\frac{\gamma B.A * e_v}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.73$
Pp des marches	16	22	$\frac{\gamma B.* h}{2} = \frac{22 \times 17}{2} = 1.87$
Mortier de pose horizontale	2	20	0.02x20=0.4
Carrelage horizontale	2	22	0.02x22=0.04
Mortier de pose verticale	3	20	0.03x20=0.6
Carrelage verticale	2	22	0.02x22=0.44
Enduit de ciment plâtre	2	18	0.02x18=0.36
Garde-corps	/	/	1
			Gv=9.44 kn/m²

• Combinaison des charges

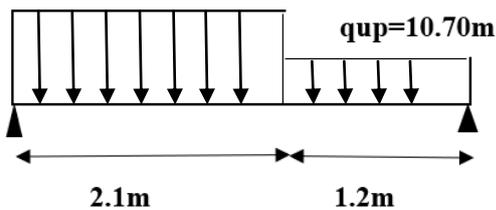
Tableau 3 : combinaison des charges

	E.L.U 1.35G+1.5Q	Résultats	E.L.S G+Q	Résultats
Palier	1.35x5.15+1.5x2.5	10.702 kn/m ²	5.15+2.5	7.65 kn/m ²
Volée	1.35x9.44+1.5x2.5	16.494 kn/m ²	9.44+2.5	11.94 kn/m ²

I.1.3 Schéma statique

ELU

$$q_{uv}=16.494\text{kn/}$$



ELS

$$q_{sv}=11.94\text{kn/ml}$$

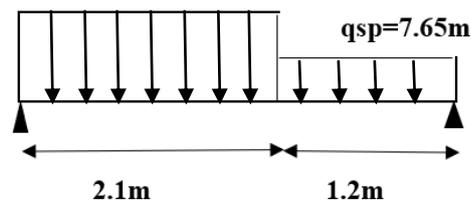


Figure 2 : Schéma statique d'escalier

$$q_u \text{ E.L.U} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{16.494 \times 2.1 + 10.7 \times 1.2}{2.1 + 1.2} \quad q_u = 14.387 \text{ kN/ml}$$

$$q_s \text{ E.L.S} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{11.94 \times 2.1 + 7.65 \times 1.2}{2.1 + 1.2} \quad q_s = 10.38 \text{ kN/ml}$$

$$M_u \text{ E.L.U} = \frac{q l^2}{8} = \frac{14.387 \times 3.3^2}{8} \quad M_u = 19.58 \text{ kN/ml}$$

$$M_s \text{ E.L.S} = \frac{q l^2}{8} = \frac{10.38 \times 3.3^2}{8} \quad M_s = 14.13 \text{ kN/ml}$$

$$T \text{ E.L.U} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{14.387 \times 3.3}{2} \quad T \text{ E.L.U} = 23.74 \text{ kN}$$

$$T \text{ E.L.S} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{10.38 \times 3.3}{2} \quad T \text{ E.L.S} = 17.13 \text{ kN}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{ut} = 0.85M_u = 16.64 \text{ kN/ml}$

En appui : $M_{ua} = (-) 0.5M_u = 9.79 \text{ kN/ml}$

I.1.4 Le ferrailage

Le ferrailage se calcule a la flexion simple avec : M_{ua} et M_{ut} de section (bx)

b=1 m ; e=15 cm.

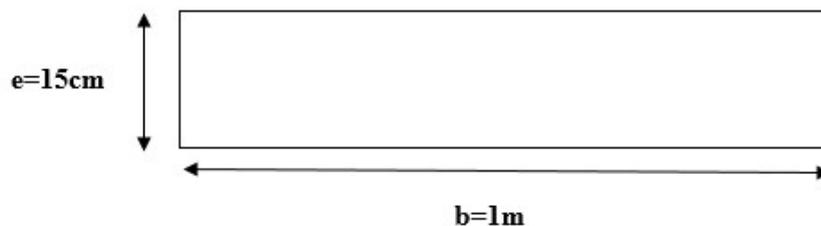


Figure 4 : Schéma statique d'escalier

Avec : b=1 ml ; d=0.9x15= 13.5cm ; fbc=14.17 MPa

$$St = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm.}$$

$$St = \frac{b}{3} = 33.33 \text{ cm.}$$

Tableau 4 : ferrailage d'escalier

	M_u (kn.m)	μ	A's	α	Z (mm)	As (cm ²)	A min (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)	St (cm ²)	$\frac{Ap}{4} < A_{rep} < \frac{Ap}{2}$
En travée	16.64	0.062	0	0.08	133.58	3.58	1.49	4HA12	4.52	25	1.13 < A _{rep} < 2.26 3HA10 = 2.36 St = 30 cm
En appui	9.79	0.037	0	0.04 7	132.46	1.87	1.49	4HA10	3.14	25	0.76 < A _{rep} < 1.57 3HA10 = 2.36 St = 30 cm

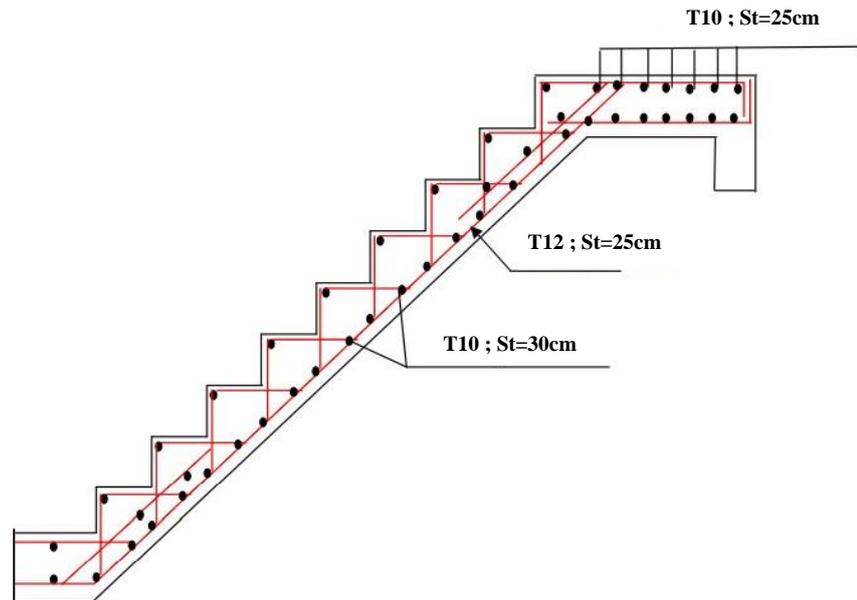


Figure 4 : Ferrailage d'escalier

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \checkmark$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{23,74 \times 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,176 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33; 4] = 3,33 \text{ MPa}$$

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

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinale tendues inferieure doivent être ancre au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 23.74 \times 10^3 - \frac{19.58 \times 10^6}{135} = -121297.037 \text{ kN} < 0$$

les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversale**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bxd} = \frac{23.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \checkmark$$

➤ **Vérification a L'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues

- **Vérification de la contrainte du béton**

La vérification de la contrainte du béton est obtenue par le logiciel **SOCOTEC**.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau 5 : les résultats de vérification de la contrainte du béton avec socotec

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	Obs
<i>Travée</i>	12.01	4.52	6,06	15	✓
<i>Appuis</i>	7.065	3.14	4,1	15	✓

- **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{330} = 0.045 < 0.0625 \dots \times$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \frac{4.52}{100 \times 135} = 0.00335 < 0.0105 \dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.045 \leq 0.085 \dots \times$

La vérification de la contrainte du béton est obtenue par le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau 6 : les résultats de vérification de la flèche avec socotec

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$f(\text{mm})$	$\bar{f}(\text{mm})$	Obs
<i>Travée</i>	12.01	4.52	5,384	6,6	✓

Calcul détaillé du plancher corps creux

I. Plancher corps creux

I.1 Pré-dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- ☞ **1^{er} phase** : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}.$$

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un **étaie**ment à mi travée pour diminuer la flèche.

- ☞ **2^{ème} phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi-travée.

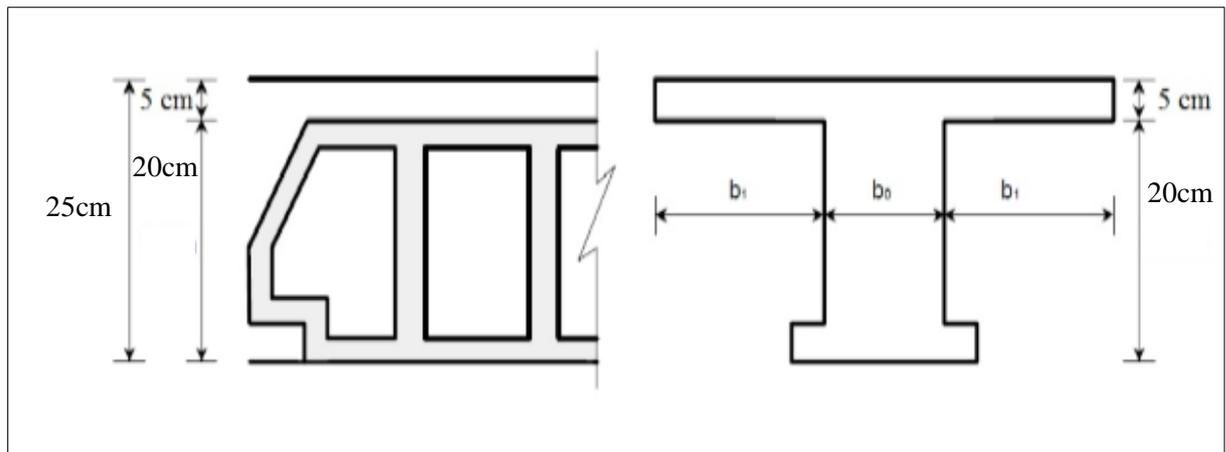


Figure 1 : Plancher corps creux

Notre plancher en corps creux :

$$h_t = 25 \text{ cm} \begin{cases} 20\text{cm corps creux} \\ 5\text{cm dalle de compression} \end{cases}$$

I.1.1 Dimension des poutrelles

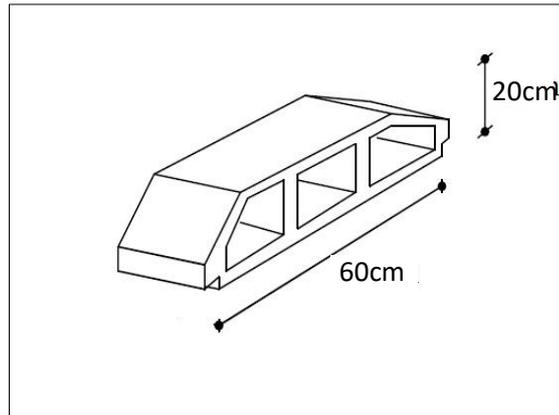


Figure 2 : Corps Creux

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (7.5cm \div 12.5cm)$$

On prendra $b_0 = 12cm$

$$l_n = 60 + 12 = 72cm \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} \rightarrow b_1 = 30cm$$

I.2 Evaluation des charges

➤ 1^{ère} phase

a- Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $0,60 \times 1,2 = 0,72 \text{ kN/ml}$

$$G = 0,87 \text{ kN/ml}$$

b- Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,6$$

$$Q = 0,6 \text{ kN/ml}$$

c- Combinaison

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad q_u = 2,07 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \quad q_s = 1,47 \text{ kN/ml}$$

d- Calcul des moments

$$M_u = \frac{q l^2}{8} \quad M_u = \frac{2,07(6,2)^2}{8} \quad M_u = 9,95 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{ql^2}{8} \quad M_s = \frac{1.47(6.2)^2}{8} \quad M_s = 7.06 \text{ kN.m}$$

e- Ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à L'ELU $M_u = 9.95 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4.5 \text{ cm}$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = 2.89 > \mu_r \text{ Sachant qu'impossible d'avoir } \mu_u > 1$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

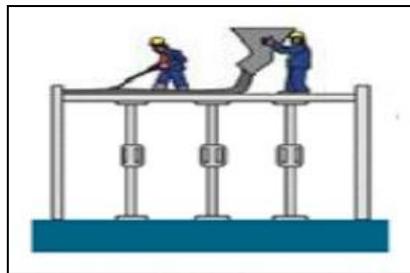


Figure 3 : les étaitements

➤ **2^{ème} phase**

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en **Té**.

a- Charge permanente

- **Terrasse**
G=6.38x0.6 **G = 3.83 kN/ml**
- **Etage courant**
G=6.2x0.6 **G = 3.72 kN/ml**

b- Charge d'exploitation

- **Terrasse**
Q=1x0.6 **Q= 0.6 kN/ml**
- **Etage courant**
G=1.5x0.6 **Q = 0.9 kN/ml**

c- Combinaison

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Tableau 1 : calcul des combinaisons

	Terrasse	Etage courant
ELU (kN.m)	6.07	6.37
ELS (kN.m)	4.43	4.62

d- Conclusion

Plancher étage courant est le plus sollicitée.

- Nous avons un type de poutrelles : Poutrelle a 5 travées (6-6.2-6.2-6-5.5) m

Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments en appuis et en travée :

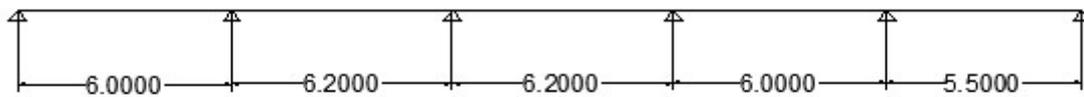
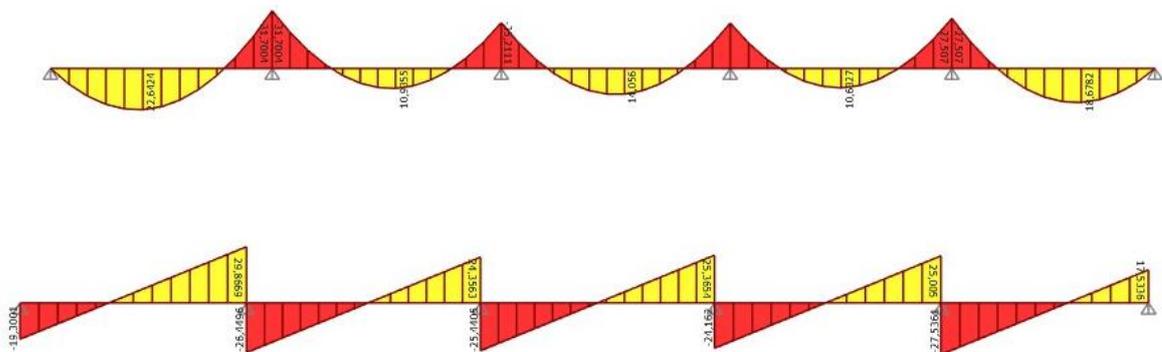


Figure 4 : Poutrelle a 5 travées

Diagrammes

❖ ELU :



❖ ELS

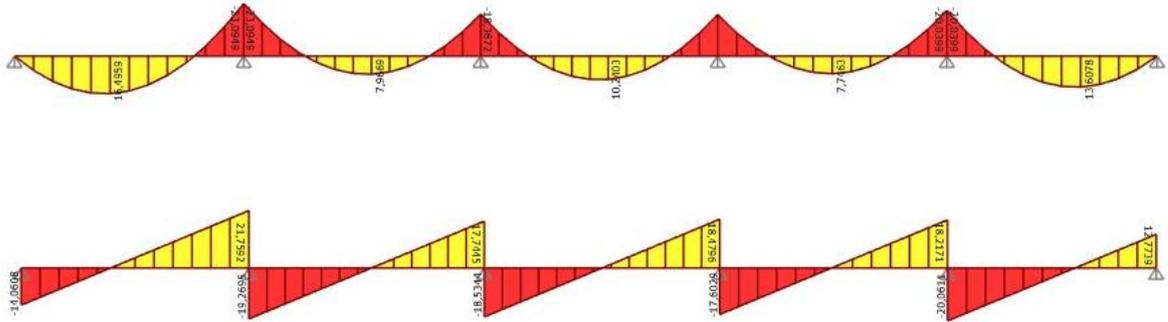


Tableau 2 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 05 travées

Appuis	M _{app} (kN.m)		Travées	L (m)	M _{tra} (kN.m)		T(kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _a	T _t	T _a	T _t
1	0	0	1-2	6	22.64	16.45	-19.3	21.025	-14.06	15.31
2	-31.7	23.09	2-3	6.2	10.95	7.96	29.87	0	-21.7	0
3	-25.21	18.36	3-4	6.2	14.06	10.24	-25.44	0	-18.53	0
4	-24.93	18.19	4-5	6	10.63	7.74	25.31	0	-18.47	0
5	-27.5	20.04	5-6	5.5	18.67	13.61	-27.54	16.98	-20.06	12.36
6	0	0					17.51		-12.77	

e- Ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont :

- E.L.U

$$M_{tu}^{\max} = 22.64 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 31.7 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 29.87 \text{ kN}$$

• **E.L.S**

$$M_{tser}^{max}=23.09 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max}=16.45 \text{ kNm}$$

☞ **Ferraillage en travées**

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=60\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22.5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

$$\mu < 0.186 \quad \zeta_s = 3.5 \times 10^{-3} \times \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)$$

$$\mu > 0.186 \quad \zeta_s = 10 \times 10^{-3}$$

Le calcul des sections en forme de « **Té** » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure [6] p195.

- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.
- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 42.51 > M_{tu}^{max} = 22.64 \text{ kNm}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « **b=60cm** ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire « **bxh** » en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau 3 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

	M_u (kn.m)	$\mu_u < \mu_r$	A_s (cm ²)	α	Z (mm)	$\mu < 0.186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	Choix
En travée	22.64	0.053	0	0.068	218.88	Oui	10‰	348	2.97	3T12=3.39cm²

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \checkmark$$

☞ **Ferraillage sur appuis**

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 42.51 > M_{tu}^{max} = 31.7 \text{ kN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « **b=60cm** » .

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire « **bxh** » en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau 4 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appuis

	M_u (kn.m)	$\mu_u < \mu_r$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	$\mu < 0.186$	ζ_s	σ_s (MPa)	As (cm ²)	Choix
En appuis	31.7	0.074	0	0.096	216.36	Oui	10‰	348	4.21	3T14=4.62cm²

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \checkmark$$

I.3 Vérification

1- Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 29.87 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{29.87 \times 10^3}{120 \cdot 225} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33; 4] = 3,33 \text{ MPa}$$

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

☞ **Au voisinage des appuis**

a- Appuis de rives

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=19.3\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{19.3 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 225} = 0.79 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{MPa} \dots \checkmark$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 4.62 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.55 \dots \checkmark$$

b- Appuis intermédiaires

- **Vérification de la contrainte de compression**

Avec : $T_u=29.87 \text{ kN}$ (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{29.87 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 225} = 1.22 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{MPa} \dots \checkmark$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 4.62 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = 93.73 \text{MPa}$$

2- Contrainte à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats effectuent avec **SOCOTEC**.

Tableau 5 : récapitulatif des vérifications des contraintes a L'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travées	23.09	3.39	6,92	15	✓
Appuis	16.45	4.62	4,43	15	✓

3- Flèche

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{25}{620} = 0.04 < 0.0625 \dots \times$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \frac{3.39}{60 \times 22.5} = 0.00251 < 0.0105 \dots \times$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.045 \leq 0.071 \dots \times$

Les résultats effectués avec **SOCOTEC**.

La vérification

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Condition liaison
 Poutre isostatique
 Console

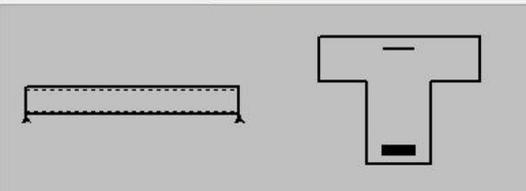
Type section
 Ié
 Rectangle

Efforts : Moments fléchissants
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons : M_j kN*m
 dû aux charges permanentes totales : M_g kN*m
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p kN*m

Matériaux
 Contrainte béton : $f_{c,d}$ MPa

Géométrie
 Portée : l m
 Largeur de table : b m
 Largeur de nervure : b_0 m
 Hauteur totale : h m
 Hauteur de table : h_0 m
 cdg armatures tend. : c m
 cdg armatures comp. : d' m

Sections d'armatures
 armatures tendues : cm²
 armatures comprimées : cm²

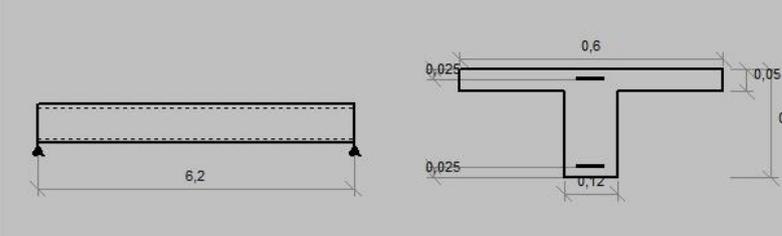


Le résultat

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	8,641 mm	11,2 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	9,387 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	13,395 mm	



I.4 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$)

- Selon

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0.71\text{cm}; 1.2\text{cm}; 6\text{cm}) = 0.71\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{ mm}$

Donc :

- **Donc**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

a- Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$

b- Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$

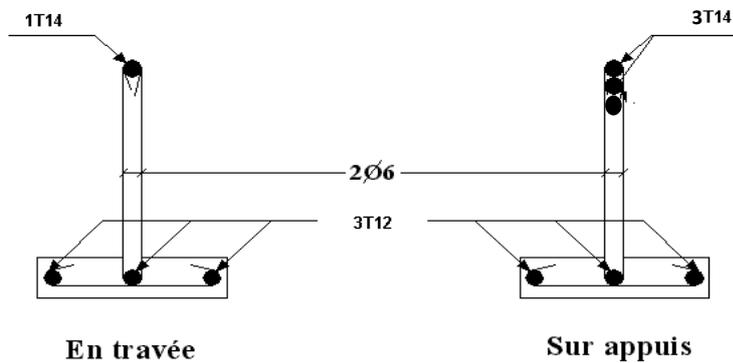


Figure 5 : ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis