

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

de master **2** en Génie civil

Option : STRUCTURES

THÈME

Etude d'une structure

**RDC+9étages+1s/sol contreventée par des voiles et
des portiques en béton armé**

Réalisé par :

- ❖ MOHAMED CHIFAA
- ❖ TOUMI RADIA

Encadré par :

❖ Promotrice : M^{me} K. TADJER

PROMOTION : 2020 - 2021

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier Dieu de nous avoir guidés et accordés sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre promotrice M^{me} K. TADJER et notre Co-promoteur Mr M. BENRABEH pour leur aide et leur orientations précieuses.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner et de juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université Saad Dahleb de Blida et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

Dédicace

*Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours.*

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A toute ma famille, mon neveu et ma nièce.

A mes enseignants, particulièrement Mme K. TADJER pour l'aide et le temps qu'elle nous a consacrés.

A Mr M. BENRABEH de nous avoir guidé en se rendant disponible pour rependre à toutes nos questions et nous avoir soutenu avec beaucoup de gentillesse et de disponibilité.

A Ma binôme et sa famille.

A Mes chers amies Yousra, Fatiha, et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري وإداري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق سفلي، يتم انجازها بولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم aII حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحملات العمودية والأفقية مضمون بواسطة عارضات، أعمدة وجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS V18).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation, commercial et administratif de R+9 étages+ 1 s/ sol qui sera implantée dans la wilaya de JIJEL, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v18). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait manuellement. La foundation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential, commercial use and office use of R+9 floors +1 underground which will be located in JILEL, classified in zone IIa according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS V18). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Sommaire

Introduction Générale	
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage	1
I.1 Introduction.....	1
I.2 Implantation de l'ouvrage	1
I.3 Présentation du bâtiment.....	2
I.3.1 Dimensions en élévation	2
I.3.2 Dimensions en plan	2
I.4 Conception de la structure	2
I.4.1 Ossature de l'ouvrage.	2
I.4.2 Plancher.....	2
I.4.3 Escalier.....	3
I.4.4 Maçonnerie.	3
I.4.5 Revêtement.	3
I.4.6 Acrotères.	3
I.4.7 Gaine d'ascenseurs.	3
I.4.8 Fondation.....	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.	4
I.5.1 Le Béton.....	4
I.5.2 L'Acier.....	8
I.6 Hypothèse de calcul.....	9
I.7 Conclusion.	10
Chapitre II : Pré Dimensionnement Des Eléments	11
II.1 Introduction.....	11
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	11
II.2.1 Charges permanentes.....	11

II.2.2 Les surcharges d'exploitations.....	15
II.3 Pré dimensionnement des éléments.....	15
II.3.1 Les planchers.....	15
II.3.2 Les poutres.....	17
II.3.3 Les poteaux.....	18
II.4 Descente des charges.....	20
II.4.1 Poteau centrale.....	20
II.4.2 Poteau d'angle.....	24
II.4.3 Poteau de rive.....	29
II.4.4 Poteau circulaire.....	34
II.5 Vérification des poteaux au flambement.....	38
Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires.....	41
III.1 Acrotère	41
III.1.1 Définition.....	41
III.1.2 Evaluation des charges.....	41
III.1.3 Calcul des efforts.....	42
III.1.4 Calcul de ferrailage.....	43
III.1.5 Vérification.....	44
III.2 Balcons	47
III.2.1 Définition.....	47
III.2.2 Evaluation des charges.....	48
III.2.3 Calcul des efforts internes.....	49
III.2.4 Calcul de ferrailage.....	49
III.2.5 Vérification.....	50
III.3 Escaliers	52
III.3.1 Définition.....	52
III.3.2 Pré dimensionnement.....	52
III.3.2.1 L'escalier.....	54

III.3.2.2 La poutre palière.....	55
III.3.3 Evaluation Des Charges.....	55
III.3.4 Calcul de ferrailage.....	57
III.3.5 Vérifications.....	59
III.3.6 La poutre palière.....	62
III.3.6.1 Combinaisons des charges.....	62
III.3.6.2 Détermination des sollicitations.....	62
III.3.6.3 Calcul de ferrailage.....	62
III.3.6.4 Vérifications.....	63
III.4 planchers	64
III.4.1 Définition.....	64
III.4.2 Etude des poutrelles.....	64
III.4.2.1 Calcul des poutrelles.....	65
III.4.2.2 Calcul de ferrailage.....	66
III.4.3 Ferrailage de la table de compression.....	66
III.5 Dalle machine.....	85
III.5.1 Définition.....	85
III.5.2 Dimensionnement de la dalle.....	85
III.5.3 Evaluation des charges.....	85
III.5.4 Combinaison des charges.....	86
III.5.5 Calcul des efforts.....	86
III.5.5.3 Ferrailage.....	87
III.5.5.4 Vérifications.....	89
III.6 Conclusion.....	90
Chapitre IV : Etude dynamique.....	91
IV.1 Introduction.....	91
IV.2 Étude dynamique.....	91
IV.2.1 Objectifs.	91

IV.2.2	Modélisation mathématique.....	91
IV.2.3	Caractéristiques dynamiques propres.....	92
IV.3	Modélisation de la structure.....	93
IV.3.1	Description du logiciel « ETABS V18 ».....	93
IV.3.2	Modélisation des éléments structuraux.....	93
IV.3.3	Modélisation de la masse.....	94
IV.4	Étude Sismique.....	94
IV.4.1	Introduction.....	94
IV.4.2	Méthode dynamique modale spectrale.....	95
IV.4.3	Procédure de calcul.....	96
IV.5	Résultats De L'analyse.....	100
IV.5.1	Modèle N°=1.....	100
IV.5.2	Modèle N°=2.....	105
IV.5.3	Modèle N°=3.....	114
IV.5.4	Modèle N°=4.....	123
IV.6	Conclusion.....	130
Chapitre V	Calcul Des Eléments résistants.....	127
V.1	Introduction.....	127
V.2	Ferraillage des poteaux.....	127
V.2.1	Définition.....	127
V.2.2	Combinaison d'action.....	128
V.2.3	Choix des armatures.....	132
V.2.4	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	132
V.2.5	Vérification de L'effort Tranchant.....	134
V.2.6	Ferraillage transversal des poteaux.....	136
V.2.7	Longueur de recouvrement.....	138
V.2.8	Ferraillage des poteaux de sous-sol.....	138

V.2.7 Schéma de ferrailage.....	141
V.3 Ferrailage des poutres.....	142
V.3.1 Définition.....	142
V.3.2 Calcul de ferrailage.....	142
V.3.3 Choix des armatures.....	147
V.3.4 Condition de non fragilité.....	148
V.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS.....	148
V.3.6 Vérification de l'effort tranchant.....	149
V.3.7 Calcul des armatures transversales.....	151
V.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales.....	152
V.3.9 Vérification de la flèche.....	152
V.3.10 Schéma des poutres.....	154
V.4 Ferrailage des voiles.....	156
V.4.1 Généralités.....	156
V.4.2 Calcul de ferrailage.....	156
V.4.3 Exemple de calcul (V1)	166
V.4.4 Schéma des voiles.....	170
V.5 Conclusion.....	170
Chapitre VI : Calcul Des fondations.....	171
VI.1 Introduction.....	171
VI.2 Fonctions assurées par les fondations.....	171
VI.3 Classification des fondations.....	171
VI.4 Choix de type de fondation.....	171
VI.5 Calcul des fondations.....	172
VI.6 Choix de type de semelle.....	172
VI.6.1 Semelles isolées.....	172
VI.6.2 Semelles filantes.....	173
VI.6.3 Radier général.....	175

VI.6.3.1 Introduction.....	175
VI.6.3.2 Surface nécessaire.....	176
VI.6.3.3 Pré dimensionnement du radier.....	176
VI.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier.....	179
VI.6.3.5 Vérifications Nécessaires.....	180
VI.6.3.6 Ferrailage du radier.....	183
VI.7 Voile périphérique.....	191
VI.7.1 Introduction.....	191
VI.7.2 Pré dimensionnement.....	191
VI.7.3 Evaluation des charges.....	192
VI.7.4 Effort dans le voile périphérique.....	193
VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique.....	193

Liste de Tableau

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement.

Tableau II.1 Charge permanente du plancher terrasse (inaccessible).....	11
Tableau II.2 Charge permanente du plancher de l'étage courant.....	12
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher en dalle pleine.....	12
Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur (double cloison)	13
Tableau II.5 : Charge permanente mur intérieur.....	13
Tableau (II.6) : Les surcharges d'exploitation.....	15
Tableau (II.7) : Vérification des sections des poutres selon le RPA	17
Tableau (II.8) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.....	22
Tableau (II.9) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.....	23
Tableau (II.10) : Le dimensionnement du poteau central.....	23
Tableau (II.11) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage	27
Tableau (II.12) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.....	28
Tableau (II.13) : Le dimensionnement du poteau d'angle.....	28
Tableau (II.14) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage....	32
Tableau (II.15) : Le dimensionnement du poteau de rive.....	33
Tableau (II.16) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.....	33
Tableau (II.17) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.....	36
Tableau (II.18) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.....	37
Tableau (II.19) : Le dimensionnement du poteau circulaire.....	37

CHAPITRE 3 : Ferrailage des éléments secondaires.

Tableau (III.1) : Charge concentrée des Balcons.....	48
Tableau (III.2) : Les combinaisons des charges.....	48
Tableau (III.3) : ferrailage de balcon.....	49

Tableau (III.4) : Vérification des contraintes.....	51
Tableau (III.5) : Charge Permanente de palier.....	55
Tableau (III.6) : Charge Permanente de paillasse.....	55
Tableau (III.7) : Charge Permanente de la poutre palière.....	56
Tableau (III.8) : Combinaison des charges de l'escalier.....	57
Tableau (III.9) : les moments isostatiques.....	57
Tableau (III.10) : ferrailage au niveau de l'appui.....	58
Tableau (III.11) : ferrailage au niveau de travée.....	58
Tableau (III.12) : Vérification des contraintes.....	61
Tableau (III.13) : les moments isostatiques.....	62
Tableau (III.14) : ferrailage au niveau de l'appui.....	62
Tableau (III.15) : ferrailage au niveau de Travée.....	63
Tableau (III.16) : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	66
Tableau (III.17) : tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	77
Tableau (III.19) : Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui.....	78
Tableau (III.20) : Vérification de la contrainte de béton.....	80
Tableau (III.21) : les charges de la dalle machine.....	85
Tableau (III.22) : ferrailage au niveau de travée.....	87
Tableau (III.23) : ferrailage au niveau de l'appui.....	88

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE.

Tableau (IV.1) : facteur de qualité Tableau.....	98
Tableau (IV.2) : sections des poteaux.....	101
Tableau (IV.3) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1	101
Tableau (IV.4) : Déplacements inter étage suivant X-X.....	103
Tableau (IV.5) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.....	104
Tableau (IV.6) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.....	105
Tableau (IV.7) : Déplacements inter étage suivant X-X.....	107
Tableau (IV.8) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.....	108

Tableau (IV.9) : effort normal réduit poteaux carrés.....	109
Tableau (IV.10) : effort normal réduit poteaux circulaires.....	112
Tableau (IV.11) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.....	112
Tableau (IV.12) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.....	112
Tableau (IV.13) : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.....	113
Tableau (IV.14) : sections des poteaux et des voiles.....	114
Tableau (IV.15) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.....	116
Tableau (IV.16) : Déplacements inter étage suivant X-X.....	117
Tableau (IV.17) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.....	118
Tableau (IV.18) : effort normal réduit poteaux carrés.....	119
Tableau (IV.19) : effort normal réduit poteaux circulaires.....	119
Tableau (IV.20) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.....	121
Tableau (IV.21) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.....	121
Tableau (IV.22) : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.....	122
Tableau (IV.23) : Déplacements inter étage suivant X-X.....	125
Tableau (IV.24) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.....	125
Tableau (IV.25) : effort normal réduit poteaux carrés.....	126
Tableau (IV.26) : effort normal réduit poteaux circulaires.....	128
Tableau (IV.27) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.....	129
Tableau (IV.28) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.....	129

CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRICIPALS.

Tableau (V.1) : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	127
Tableau (V.2) : Ferrailages des poteaux carrés.....	130
Tableau (V.3) : Ferrailages des poteaux circulaires	131
Tableau (V.4) : Choix des armatures.	132
Tableau (V.5) : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (N^{\max} , M^{corr}).....	133.

Tableau (V.6) : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (M_{max} , N_{corr}).....	133
Tableau (V.7) : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	135
Tableau (V.8) : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires..	136
Tableau (V.9) : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.	137
Tableau (V.10) : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.	138
Tableau (V.11) : Ferrailage des poutres porteuses sans bout de voile.....	143
.	
Tableau (V.12) : Ferrailage des poutres porteuses avec bout de voile.....	144
Tableau (V.13) : Ferrailage des poutres non porteuses sans bout de voile.....	145
Tableau (V.14) : Ferrailage des poutres non porteuses avec bout de voile.	146
Tableau (V.15) : Choix des armatures pour les poutres porteuses.	147
Tableau (V.16) : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.	147
Tableau (V.17) : Vérification de la condition de non fragilité.	148
Tableau (V.18) : Vérification des poutres porteuse 30x35 à l'ELS.	148
Tableau (V.19) : Vérification des poutres non porteuse 30x30 à l'ELS.....	149
Tableau (V.20) : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.....	150
Tableau (V.21) : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.....	150
Tableau (V.22) : Calcul des armatures transversales.....	151
Tableau (V.23) : Valeurs de (l_f/l).....	159
Tableau (V.24) : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	160
Tableau (V.25) : Aciers verticaux et horizontaux	161
Tableau (V.26) : Aciers transversaux.....	162
Tableau (V.27) : Aciers supplémentaires.....	163
Tableau (V.28) : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	166
Tableau (V.29) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).	167
Tableau (V.30) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V2).	168
Tableau (V.31) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3).....	168
Tableau (V.32) : Calcul des aciers de couture des voiles.....	169

Tableau (V.33) : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	169
--	-----

CHAPITRE 6 : FONDATIONS.

Tableau VI.1 : Exemple d'un résultat des sections d'une semelle isolée pour le poteau plus défavorable (poteau C38)	173
---	-----

Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes.....	174
--	-----

Tableau VI.3 : Choix de la hauteur des nervures.....	178
--	-----

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	182
---	-----

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	182
--	-----

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.....	184
---	-----

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.....	185
--	-----

Tableau VI.8 : Choix final Après la vérification des contraintes.....	186
---	-----

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	187
--	-----

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	187
---	-----

Tableau VI.12 : vérification de la condition de non fragilité.....	187
--	-----

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	188
---	-----

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	188
---	-----

Tableau VI.14 : Choix final Après la vérification des contraintes).....	188
---	-----

Tableau VI.13 : choix des armatures transversales.....	190
--	-----

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.....	194
---	-----

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.....	196
--	-----

Tableau VI.17 : Vérifications des contraintes.....	196
--	-----

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) : Diagramme Contraintes – Déformations (ELU).....	7
Figure (I.2) : Diagramme contraintes -déformations du béton à (ELS).....	8
Figure (I.3) : Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier.....	8
Figure (II.1) : Pré-dimension d’acrotère.....	14
Figure (II.2) : section du poteau le plus sollicité.....	20
Figure (II.3) : section du poteau d’angle.....	24
Figure (II.4) : section du poteau de rive.....	29
Figure (II.5) : section du poteau circulaire.....	34
Figure (II.8) : Schéma du voile.....	40
Figure (III.1) : dimension de l’acrotère.....	41
Figure (III.2) : Effort interne et moment.....	43
Figure (III.3) : Coupe verticale de l'acrotère.....	43
Figure (III.4) : Ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure (III.5) : schéma statique du balcon.....	47
Figure (III.6) : Schéma de ferrailage des balcons.....	51
Figure (III.7) : Schéma Statique de l'escalier.....	52
Figure (III.8) : ferrailage de l'escalier.....	61
Figure (III.9) : schéma statique de poutrelle de 5 travées.....	67
Figure (III.10) : schéma statique de poutrelle.....	71
Figure (III.11) : diagramme des moments a ELU.....	76
Figure (III.12) : diagramme des efforts tranchants a ELU.....	76
Figure (III.13) : diagramme des moments à ELS.....	76
Figure (III.14) : diagramme des efforts tranchants a ELU.....	76
Figure (III.15) : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	83
Figure (III.16) : Ferrailage de la dalle de compression.....	84
Figure (IV.1) : Spectre de réponse.....	96
Figure (IV.2) : modèle N°=1 sans les voiles.....	100

Figure (IV.3) : les trois premiers modes ($N^{\circ}=1$).....	102
Figure (IV.4) : modèle $N^{\circ}=2$ avec les voiles.....	105
Figure (IV.5) : les trois premiers modes ($N^{\circ}=2$).....	106
Figure (IV.6) : modèle $N^{\circ}=3$ avec les voiles.....	114
Figure (IV.7) : les trois premiers modes ($N^{\circ}=3$).....	115
Figure (IV.8) : les trois premiers modes (modèle $N^{\circ}=4$).....	123
Figure (V.1) : ferrailage des poteaux.....	141
Figure (V.2) : ferrailage des poutres porteuse Etage Courant avec bout de voile.....	154
Figure (V.3) : ferrailage des poutres porteuse Etage Courant sans bout de voile.....	154
Figure (V.4) : ferrailage des poutres non porteuse Etage Courant avec bout de voile...	155
Figure (V.5) : Disposition des voiles dans la structure.....	156
Figure (V.6) : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	157
Figure (V.7) : Ferrailage du voile.....	158
Figure (V.8) : Définition de l'élément mur.....	158
Figure (V.9) : Mur encastré.....	159
Figure (V.10) : Niveau de vérification des voiles.....	161
Figure (V.11) : diagramme d'une section entièrement tendue.....	163
Figure (V.12) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	164
Figure (V.13) : Schéma du Ferrailage des voiles.....	170
Figure (VI.1) : Semelle filante.....	173
Figure (VI.2) : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	175
Figure (VI.3) : Contraintes sous le radier.....	181
Figure (VI.4) : Panneau de la dalle du radier.....	183
Figure (VI.5) : Schéma de ferrailage du radier.....	186
Figure (VI.6) : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).....	190
Figure (VI.7) : voile périphérique.....	191
Figure (VI.8) : Poussées des terres.....	192
Figure (VI.9) : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x et y-y.....	196

LISTES DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone (%) (4-1, 6-2,6-3).

B,Bm, Bi : Largeur du bâtiment à la base , en tête , à l'étage « i » (m).

Cp : Facteur de force horizontale (6-3).

CT: Coefficient de période (4-6).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen (4-1, 4-2).

E : Réponse totale 4-16 , action sismique (5-1, 5-2 ,5-3).

E i :Réponse du mode « i » (4-16).

Fi Fn : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i » et « n » (4-11 , 6-1).

Ft : Partie de l'effort tranchant à la base , appliquée au niveau « n » en plus de F n (4-10 , 6-1)

Fv :Force sismique verticale appliquée aux portes à faux (4-18)

Fp :Force horizontale agissant sur un élément non structural (6-3)

Fpk :Force horizontale appliquée à un diagramme au niveau « k » (6-1)

G : Action des charges permanentes (5-1, 5-2, 5-3) (KN)

L : Longueur de bâtiment , dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action

17

sismique (m)

Lx ,Ly: Largeur et longueur de bâtiment dans la direction « x » ou « y »

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k »
(5-6)

Pq : Pénalité a retenir dans la détermination du coefficient Q (4-4)

Q : Facteur de qualité (4-4) ; action des charges d'exploitation (5-1, 5-2, 5-3)

R : Coefficient de comportement (4-1)

Rd : Sollicitation résistante de calcul de l'élément (5-4)

Sa /g : Accélération spectrale (4-13)

Sd : Sollicitation agissante de calcul de l'élément (5-4)

Si (i=1,2,3,4) : Symboles désignant les différentes catégories de site

T : Période fondamentale de la structure (4-6,4-7,4-8,4-9) (sec)
 $T_1 T_2$: Période caractéristiques associées à la catégorie de site (4-13) (sec)
 $T_{i,j,k}$:Période des modes « i », « j », « k » (sec)
 V : force sismique totale appliquée à la base de la structure (2-1) (KN)
 V_k : Effort tranchant au niveau « k » (4-12 , 5-6)
 V_t : force sismique totale(combinaison des valeurs modales)
 W : poids total de la structure (4-5)
 W_i : poids sismique au niveau « i » (4-5, 4-8 , 4-11 , 6-11)
 W_p : poids de l'élément non-structural considéré (6-3)
 d_{min} : Largeur minimale d'un joint sismique (5-5)
 e_x, e_y : Excentricités de la charge sismique dans les directions « x » et « y »
 f : Forces horizontales (4-8)
 h_i, h_j, h_n : Hauteurs des niveaux « i », «j» et « n »
 l_x, l_y , ou l_1, l_2 : Largeur des décrochements en plan
 r : Rapport des périodes de deux modes « i » et « j » (4-15)
 b : Coefficient de pondération (4-5)
 d_i : Flèche horizontale due à f_i (4-8)
 d_k : Déplacement horizontal au niveau « k » (4-19)
 d_{ek} : Déplacement horizontal du aux forces F_i (4-19)
 d_N : Déplacement horizontal au sommet de la structure , niveau n (4-9)
 D_k Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-i » (4-20)

INTRODUCTION GENERALE :

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable. L'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc, son endommagement induit automatiquement à des pertes humaines très importantes et engendre la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Dans le présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment R+9+SS qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment ainsi que le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchersetc.)
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul « ETABS V18 »
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- L'objet du sixième chapitre sera l'étude de l'infrastructure.
- A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE 1

« Présentation de L'ouvrage »

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de notre projet, concernant le type de structure, ses éléments, la géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés.

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 88 logements promotionnel se situe à JIJEL centre dans la wilaya de JIJEL. La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+4, R+5 et 2 blocs de R+9. Nous nous sommes intéressées à l'un des blocs (R+9) et l'avons fait objet de notre projet de fin d'étude.

I.3. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+ 9 en béton armé composé de :

- Un sous-sol à usage de parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un premier étage à usage de service.
- Huit étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau (F3).

D'après la classification du RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC : 4.08m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m

- Hauteur du sous-sol : -3.06m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 31.62m
- Hauteur de l'acrotère : 60cm

I.3.2. Dimensions en plan :

Les dimensions de La structure en plan sont :

- Largeur en plan : 12.75m
- La longueur en plan : 18.2m

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique.

I.4.2. Planchers

Le plancher est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher en corps creux : Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé, il est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation.
 - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- Planchers en dalle pleine : on a opté des dalles pleines pour les balcons.

I.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi). La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm et de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition argilo-limoneuse sableuse graveleuse avec quelques galets hétérométriques centimétrique à décimétrique (alluvions fines et grossières). La contrainte admissible du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,75 bars.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1. Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

1. **Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
2. **Granulats** : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.
 - a. **Sables** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous les calibres, mais doit avoir un avantage de gros grains que de petits.
 - b. **Graviers** : Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélifs. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton : [2] [A.2.1.1].

a. Résistance à la compression : [2] [A.2.1.1.1].

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPA ($f_{c28} = 25$ MPA).

- $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$
- $j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- $j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

b. Résistance à la traction : [2] [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale : [2] [A.2.1.2].

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application. Il est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal.

a. Module de déformation instantanée : [2] [A.2.1.2.1].

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

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i \ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation longitudinale différée : [2] [A.2.1.2.2].

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } E_{v, 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.5.1.4. La masse volumique du béton armé : [2] [A.3.1.2.1].

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

I.5.1.5. Coefficient de Poisson : [2] [A.2.1.3].

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{Béton fissuré à L'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{Béton non fissuré à L'ELS}$$

I.5.1.6. Les Contrainte Limites :

a. Etat limite ultime « ELU » : [2] [A.4.3].

Cet état correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture ou flambement.

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

- la résistance de tous les éléments de la construction.
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

✓ $\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires

✓ $\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique. [2] [A.4.3.4].

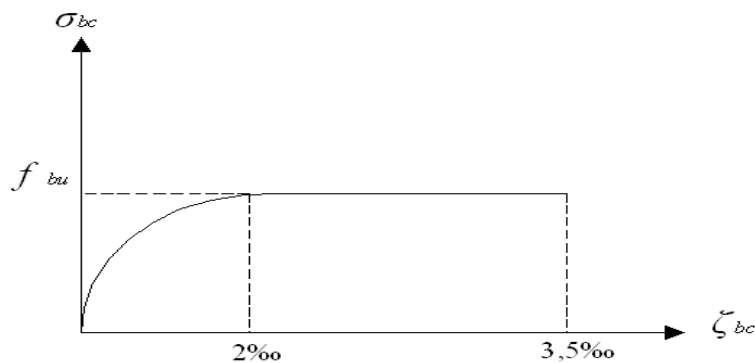


Figure (I.1) : Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

b. Etat limite de service « E.L.S » : [2] [A.4.5].

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par : [2] [A.4.5.2].

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

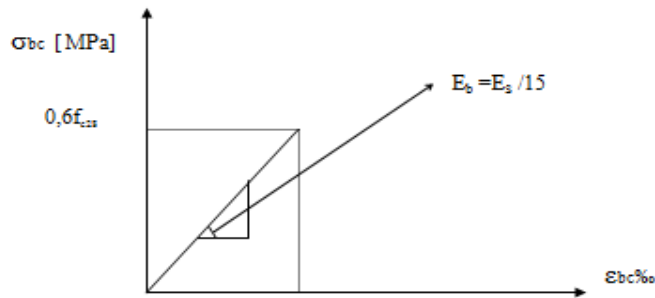


Figure (I.2) : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.5.2. Acier : [2] [A.2.2].

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction.

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE400.

I.5.2.1. Les Contrainte Limites :

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

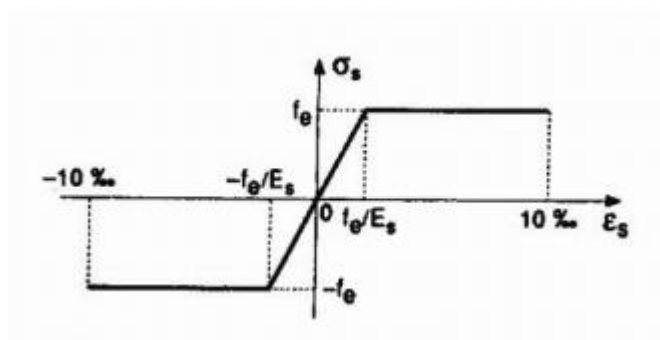


Figure (I.3) : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b. Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

I.5.2.2. Module d'Elasticité de l'Acier : [2] [A.2.2.1].

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

I.6. Hypothèses de calcul : [2] [A.4.3.2].

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

-
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
 - Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
 - L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
 - La contrainte de calcul, notée “ σ_s ” et qui est définie par la relation est égale à :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10‰$.

I.7 Conclusion :

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de BAEL91 modifié 99, et le règlement Parasismique Algérien (RPA2003).

CHAPITRE 2

« Prédimensionnement »

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est principalement “ le pré calcul ” des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et B.A.E.L 91. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2.1 Charges permanentes :**II.2.1.1 Plancher en corps creux :****a. Plancher terrasse inaccessible :****Tableau (II.1) :** Charge permanente du plancher terrasse (inaccessible).

Designation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G= $\rho * e$ (KN/m ²)
1- Couche de graviers	17	0.05	0,85
2- Etanchéité multi-couches	6	0.02	0,12
3- Béton en forme de pente	22	0.07	1,54
4- Isolation thermique	4	0.04	0,16
5- Plancher	14	0.20	2.8
6- Enduit	5	0.02	0,1
Charge Permanente	G = 5.57 KN/m²		

b. Plancher étage courant (corps creux) :

Designation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0,44
2- Mortier de pose	10	0.02	0,20
3- Couche de sable	18	0.03	0,54
4- Plancher en corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
5- Enduit en plâtre	5	2x0.02	2x0,10
6- Cloisons légères	10	0.1	1,00
Charge Permanente	G=5.18KN/m²		

Tableau (II.2) : Charge permanente du plancher de l'étage courant.

Designation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0,44
2- Mortier de pose	20	0.02	0,40
3- Lit de sable	18	0.02	0,36
4- Enduit en ciment	10	0.02	0,20

II.2.1.2 Plancher en dalle pleine :

5- Dalle pleine (15cm)	25	0.15	3,75
6- Cloisons légères			1,00
Charge Permanente	G=6,15 KN/m²		

Tableau (II.3) : Charge permanente du plancher en dalle pleine.

II.2.1.3 Maçonnerie :

a. Mur extérieur :

Tableau (II.4) : Charge permanente du mur extérieur (double cloison).

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
3- brique creuse	9	0.1	0.90
4- brique creuse	9	0.15	1.30
5- vide d'aire	/	0.05	/
Charge Permanente	G=2,81 KN/m²		

b. Mur intérieur :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
3- Brique creuse	9	0.1	0.90
Charge Permanente	G=1.30 KN/m²		

Tableau (II.5) : Charge permanente du mur intérieur.

II.2.1.4 Acrotère : [1] [6.2.3].

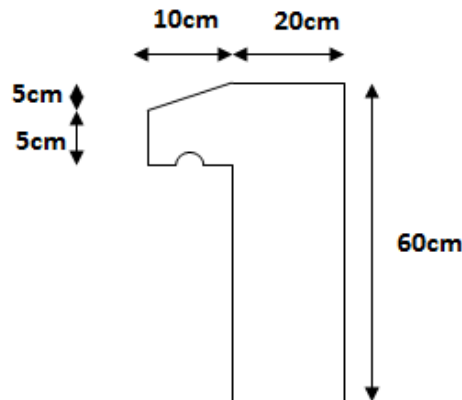


Figure (II.1) : dimension de l’acrotère.

- $G_T = G_1 + G_2$

$G_1 = S * \rho_{\text{béton}}$ (poids propre de l’acrotère).

$G_2 = \rho_{\text{ciment}} * P * e$ (poids de revêtement du ciment).

On a :

$$S = \frac{0.1 * 0.05}{2} + (0.2 * 0.6) + (0.05 * 0.1) = 0.1275 \text{ m}^2.$$

-
- $G_1 = 0.1275 * 25 = 3.1875 \text{ KN/ml}$;
 - $P = 0.6+0.2+0.1+0.05+0.5+0.11 = 1.56 \text{ m}$;
 - $\rho_{\text{ciment}} = 18 \text{ KN/m}^3$;
 - $e = 2 \text{ cm}$
 - $G_2 = 18 * 1.56 * 0.02 = 0.562 \text{ KN/ml}$.
 - $G_T = 3.1875 + 0.562 = 3.749 \text{ KN/ml}$.

II.2.1 Les surcharges d'exploitations : [4] [7.2.2].

La valeur des surcharges d'exploitation est donnée par le DTR B.C.2.2 comme suite :

Tableau (II.6) : Les surcharges d'exploitation.

Niveau du plancher	Surcharge d'exploitation	Usage
Plancher Terrasse	$Q=1\text{KN/m}^2$	Terrasse inaccessible
Plancher courant	$Q=1.5\text{KN/m}^2$	Usage d'habitation
Plancher du RDC	$Q=2.5\text{KN/m}^2$	Usage de service
Plancher haut de SOUS-SOL	$Q=5\text{KN/m}^2$	Usage commercial

- ✓ Balcons : $Q=3.5\text{KN/m}^2$.
- ✓ Acrotère : $Q=1\text{KN/m}^2$.
- ✓ Escaliers : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

II.3 Prédimensionnement des éléments :

II.3.1 Les planchers :

a. Plancher en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche (BAEL 91 V 99) :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : la portée maximale entre nus d'appuis.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$L=380 - 30 = 350\text{cm}$$

$$L = 350 \square t \text{ cm} \Rightarrow \square_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55\text{cm}.$$

On considère un plancher de (16+4) cm, soit ht = 20cm.

b. Plancher en dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour les étages du RDC et du 1er étage de notre ouvrage.

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 :

• Résistance au feu

e =7 cm Pour une heure de coupe-feu

e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu

. On admet une épaisseur : **e =10 cm**

• Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

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

Avec : e : épaisseur de la dalle pleine.

- **Isolation phonique :**

Le confort d'une bonne isolation phonique exige une épaisseur minimale de : e = 13 cm

On admet : e = 15cm.

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(10 ; 15) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

II.3.2 Les poutres : [4] [B.6.2].

a. Les poutres principales (sens y) :

- Hauteur h :

On a $L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$

D'où : $350/15 \leq h \leq 350/10 \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35 \text{ cm}$

On prend : h = 35cm

- Largeur :

$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24$

On prend : b = 30cm

La poutre principale a donc pour dimensions (30*35) cm².

b. La poutre secondaire (sens x) :

- Hauteur h :

On a $L = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$

D'où : $320/15 \leq h \leq 320/10 \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32\text{cm}$

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

- Largeur :

$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$

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

La poutre principale a donc pour dimensions (30*30) cm².

Tableau (II.7) : Vérification des sections des poutres selon le RPA (version 2003) [1] [7.4.1].

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h > 30$	35	30	Vérifiée
$b > 20$	30	30	Vérifiée
$h/b < 4$	1.16	1	Vérifiée

II.3.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple en utilisant la formule suivante : [2] [B.8.4.1].

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'EULER. $\lambda = \frac{L_f}{i}$

l_f : longueur de flambement ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$)situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

- Poteau rectangulaire $Br = (a-0,02)(b-0,02) \text{ m}^2$.
- Poteau circulaire $Br = \frac{\pi}{4}(D-0,02)^2 \text{ m}^2$.

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

Selon RPA 99 modifiée 2003 notre zone est de moyenne sismicité (ZONE IIa).

- Poteau carré :

On prend $b=30\text{cm}$ et $h=30\text{cm}$.

Section de poteau $(30*30) \text{ cm}^2$.

- Poteau circulaire :

On prend $D=30\text{cm}$.

Surface de poteau $S=\frac{\pi d^2}{4}=0.0706\text{m}^2$.

II.4 Descente des charges et prédimensionnement :

II.4.1 Poteau centrale :

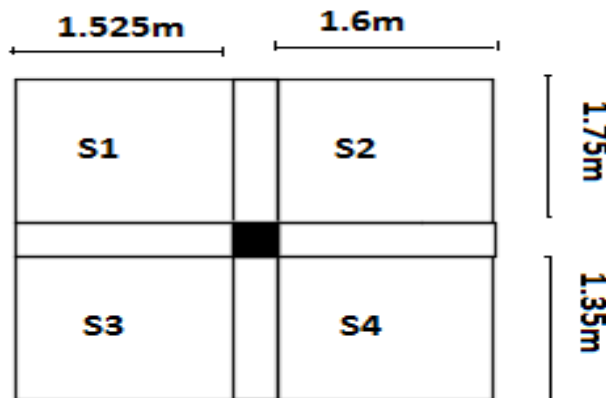


Figure (II.5) : Le poteau central.

$S1=2.668 \text{ m}^2$, $S2=2.8 \text{ m}^2$, $S3=2.058 \text{ m}^2$, $S4=2.16 \text{ m}^2$.

$S_{\text{totale}}=9.68 \text{ m}^2$

II.4.2.1 Poids propres :

a. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$

- Plancher terrasse : $P = 5.57 \times 9.68 = 53.91 \text{KN}$
- Plancher étage courant : $P = 5.18 \times 9.68 = 50.14 \text{KN}$

b. Poids revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.425 = 8.99 \text{KN}$
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 3.1 = 8.13 \text{KN}$

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 8.99 + 8.13 = 17.12 \text{KN}$$

Ce qui donne : $P = 17.12 \text{KN}$.

c. Poids propre des poteaux :

- Poteau carré :

Section de poteau (30*30) cm².

-poids de poteau RDC : $h = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{m}$.

$$G_{\text{RDC}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.73 = 8.39 \text{KN}$$

-poids de poteau étages de « 1er a 9eme » : $h = 2.71 \text{m}$.

$$G_{\text{1er/9eme}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71 = 6.09 \text{KN}$$

-poids de poteau sous-sol : $h = 2.71 \text{m}$.

$$G_{\text{SS}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71 = 6.09 \text{KN}$$

II.4.2.2 Surcharge d'exploitation Q :

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \times 11.64 = 11.64 \text{KN}$$

- Plancher étage courant (habitation) :

$$Q = 1.5 \times 11.64 = 17.46 \text{KN}$$

-
- Plancher du RDC (services) :

$$Q=2.5 \times 11.64 = 29.1 \text{ KN.}$$

- Plancher du sous-sol (commercial) :

$$Q=5 \times 11.64 = 58.2 \text{ KN.}$$

- **Dégression de la charge d'exploitation :** [4] [6.3].

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n_i = Q_0 + [(3+n) / 2n]. (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Tableau (II.8) : Dégression de la charge d’exploitation en fonction du nombre d’étage.

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D’exploitation	Σ charges D’exploitation	Σ charges D’exploitation	Q cum (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	11.64	11,64
Haut de 8 ^{eme}	Q_1	1,5	$Q_0+ Q_1$	11.64+17.46	29,1
Haut de 7 ^{eme}	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)+$	11.64+0,95(17.46x2)	44,814
Haut de 6 ^{eme}	Q_3	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+ Q_3)$	11.64+0,9(17.46x3)	58,782
Haut de 5 ^{eme}	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	11.64+0.85(17.46x4)	71,004
Haut de 4 ^{eme}	Q_5	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+\dots\dots\dots+Q_5)$	11.64+0.8(17.46x5)	81,48
Haut de 3 ^{eme}	Q_6	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+\dots\dots\dots+Q_6)$	11.64+0.75(17.46x6)	90,21
Haut de 2 ^{eme}	Q_7	1,5	$Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	11.64+0.714(17.46x7)	98,905
Haut de 1 ^{er}	Q_8	1.5	$Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	11.64+0.687(17.46x8)	107,60
Haut de RDC	Q_9	2.5	$Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	11.64+0.667[(17.46x8)+29.1]	124,21
Haut de S.SOL	Q_{10}	5	$Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	11.64+0.65[(17.46x8)+29.1+58.2]	159,17

NIV	charges permanentes KN		charges exploitations		Efforts Ns
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Ns=Gc+Qc
9eme	77,12	77,12	11,64	11,64	88,76
8eme	73,35	150,47	17,46	29,1	179,57
7eme	73,35	223,82	17,46	44,814	268,63
6eme	73,35	297,17	17,46	58,782	355,95
5eme	73,35	370,52	17,46	71,004	441,52
4eme	73,35	443,87	17,46	81,48	525,35
3eme	73,35	517,22	17,46	90,21	607,43
2eme	73,35	590,57	17,46	98,905	689,47
1 ^{er}	73,35	663,92	17,46	107,60	771,52
RDC	75,65	739,57	29,1	124,21	863,78
S.S	73,35	812,92	58,2	159,177	972,09

Tableau (II.9) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.

de critère de résistance :

$$\frac{N_{ser}}{1.15B} \leq f_{bv} = 0.6F_{c28} = 15Mpa$$

Tableau (II.10) : Le dimensionnement du poteau central.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser/1.15B	Nser/1.15B <15
9eme	88,76	58,58	7,63	30x30	30x30	900	0,85	vérifie
8eme	179,57	118,51	10,86	30x30	30x30	900	1,73	Vérifie
7eme	268,63	177,29	13,29	30x30	30x30	900	2,59	Vérifie
6eme	355,95	234,92	15,30	30x30	30x30	900	3,43	Vérifie
5eme	441,52	291,40	17,05	30x30	30x30	900	4,26	Vérifie
4eme	525,35	346,73	18,60	30x30	30x30	900	5,07	Vérifie
3eme	607,43	400,90	20,00	30x30	30x30	900	5,86	Vérifie
2eme	689,47	455,05	21,31	30x30	30x30	900	6,66	Vérifie
1 ^{er}	771,52	509,20	22,54	30x30	30x30	900	7,45	Vérifie
RDC	863,78	570,09	23,85	30x30	30x30	900	8,34	Vérifie

S.S	972,09	641,58	25,30	30x30	30x30	900	9,39	Vérifie
-----	--------	--------	-------	-------	-------	-----	------	---------

II.4.2 Poteau d'angle :

Détermination de l'effort « Nu » revenant au poteau d'angle « POTEAUE E-06 ».

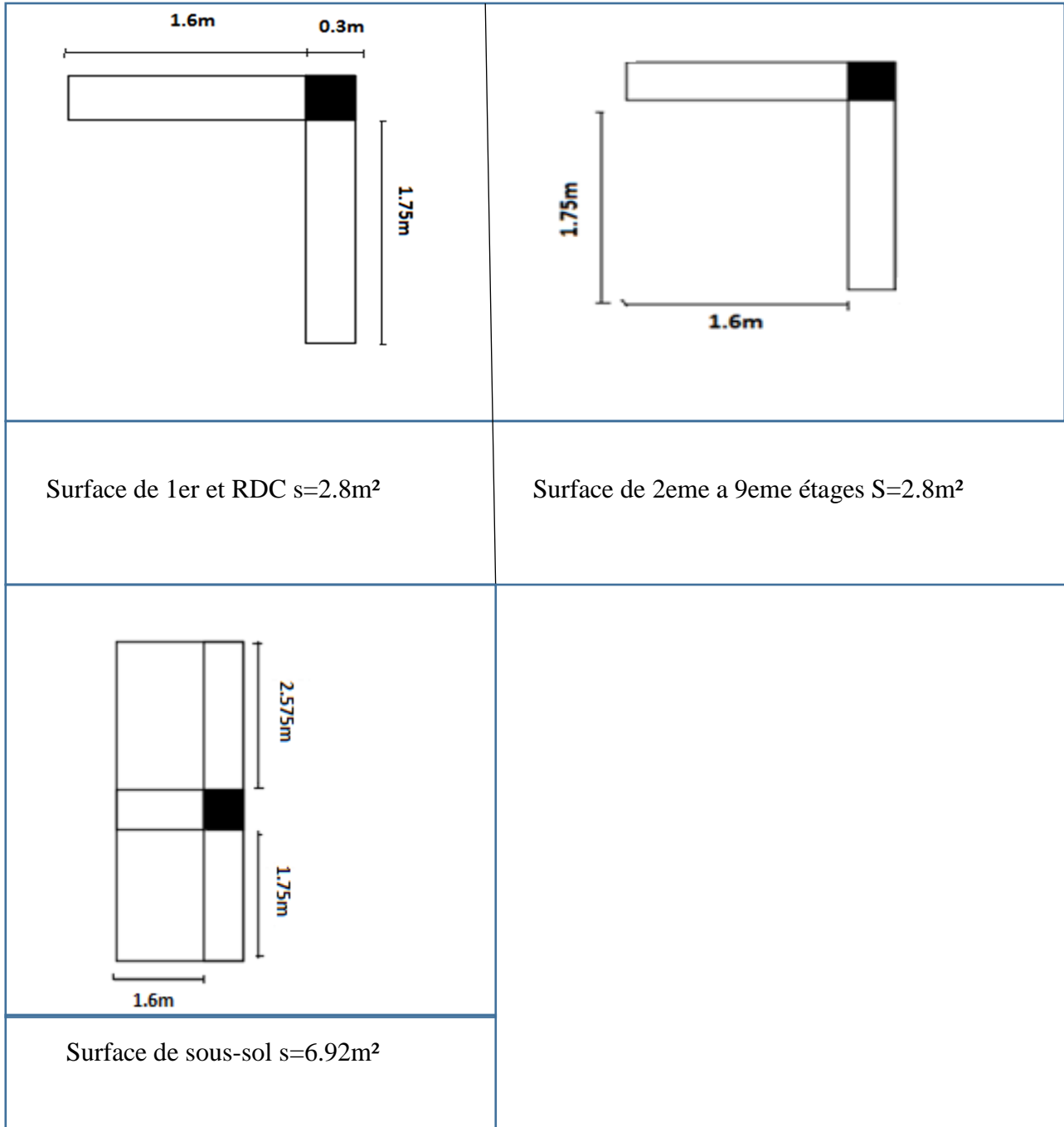


Figure (II.6) : section du poteau d'angle.

II.4.2.1 Poids propres :**a. Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse (haut de 9^{ème}) : $P = 5.57 \times 2.8 = 15.59 \text{KN}$.
- Plancher haut de 8^{ème} à 2^{ème} étage : $P = 5.18 \times 2.8 = 14.50 \text{KN}$.
- Plancher haut de 1^{er} étage et RDC : $P = 5.18 \times 2.8 = 14.50 \text{KN}$.
- Plancher haut de sous-sol : $P = 5.18 \times 6.92 = 35.84 \text{KN}$.

b. Poids revenant à chaque poutre :

Pour le sous-sol :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.625 = 12.14 \text{KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 1.6 = 3.6 \text{KN}$.

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 12.14 + 3.6 = 15.74 \text{KN}$$

Ce qui donne : $P = 15.74 \text{KN}$.

Pour les autres étages :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 2.05 = 5.38 \text{KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 1.6 = 3.6 \text{KN}$.

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 5.38 + 3.6 = 8.98 \text{KN}$$

Ce qui donne : $P = 8.98 \text{KN}$.

c. Poids propre des poteaux :

- Poteau carré :

Section de poteau (30*30) cm².

- poids de poteau RDC : $h = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{m}$.

$$G_{RDC}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.73=8.39 \text{KN.}$$

-poids de poteau étages de « 1er a 9eme » : $h=2.71 \text{m.}$

$$G_{1er/9eme}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71=6.09 \text{KN.}$$

-poids de poteau sous-sol : $h=2.71 \text{ m.}$

$$G_{SS}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71=6.09 \text{KN.}$$

d. Poids propre des murs extérieurs :

$$G_{\text{mur ext}} = G_{\text{mur ext}} * S_{\text{mur}} = G * [L' * (H_e - h_{pp})]$$

- Murs de RDC:

$$G_{\text{mur ext}} = 2.81 [3.35 \times (4.08 - 0.35)] = 35.11 \text{KN.}$$

- Murs des étages:

$$G_{\text{mur ext}} = 2.81 [3.35 \times (3.06 - 0.35)] = 25.51 \text{KN.}$$

f. Poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 3.749 \times 0.1275 = 0.477 \text{Kn.}$$

II.4.2.2 Les surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : « haut de 9eme étage »

$$Q = 1 \times 2.8 = 2.8 \text{ KN.}$$

- Plancher courant haut de « 1er a 8eme étage » : (habitation)

$$Q = 1.5 \times 2.8 = 4.2 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de RDC : (services)

$$Q = 2.5 \times 2.8 = 7 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de sous-sol : (commercial)

$$Q = 5 \times 6.92 = 34.6 \text{ KN.}$$

Poids propre pour chaque étage :

- 9^{eme} étage : $NG = G_{\text{plancherT}} + G_{pp} + G_{ps}$

- 8^{ème} -2^{ème} étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- 1er étage+ RDC : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- Sous-sol : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	2.8	2,80
Haut de 8 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2.8+4.2	7.00
Haut de 7 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	2.8+0,95(4.2x2)	10,78

Tableau (II.11) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.

Haut de 6 ^{eme}	Q ₃	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+ Q_3)$		$2.8+0,9(4.2 \times 3)$	14,14
Haut de 5 ^{eme}	Q ₄	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$		$2.8+0.85(4.2 \times 4)$	17,08
Haut de 4 ^{eme}	Q ₅	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+ \dots + Q_5)$		$2.8+0.8(4.2 \times 5)$	19,6
Haut de 3 ^{eme}	Q ₆	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+ \dots + Q_6)$		$2.8+0.75(4.2 \times 6)$	21,70
Haut de 2 ^{eme}	Q ₇	1,5	$Q_0+0,714(Q_1+ \dots + Q_7)$		$2.8+0.714(4.2 \times 7)$	23,79
Haut de 1 ^{eme}	Q ₈	1,5	$Q_0+0,687(Q_1+ \dots + Q_8)$		$2.8+0.687(4.2 \times 8)$	25,88
Haut de RDC	Q ₉	2,5	$Q_0+0,667 \times S(Q_1+ \dots + Q_9)$		$2.8+0.667[(4.2 \times 8) + 7]$	29,88
Haut de S ⁰	Q ₁₀	5	$Q_0+0,65 \times S(Q_1+ \dots + Q_{10})$		$2.8+0.65[(4.2 \times 8) + 7+34.6]$	51,68
4eme		55,08	306,53	4.2	19,6	326,13

II.4.2.3 Loi de dégression :

3eme	55,08	361,61	4.2	21,70	383,31
2eme	55,08	416,69	4.2	23,79	440,48
1^{er}	55,08	471,77	4.2	25,88	497,66
RDC	55,08	526,85	7	29,88	556,73
S.S	92,78	619,63	34.6	51,68	671,31

Tableau (II.12) :
Récapitulatif des

charges permanentes et surcharges.

$$\frac{N_{ser}}{1.15B} \leq f_{bv} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

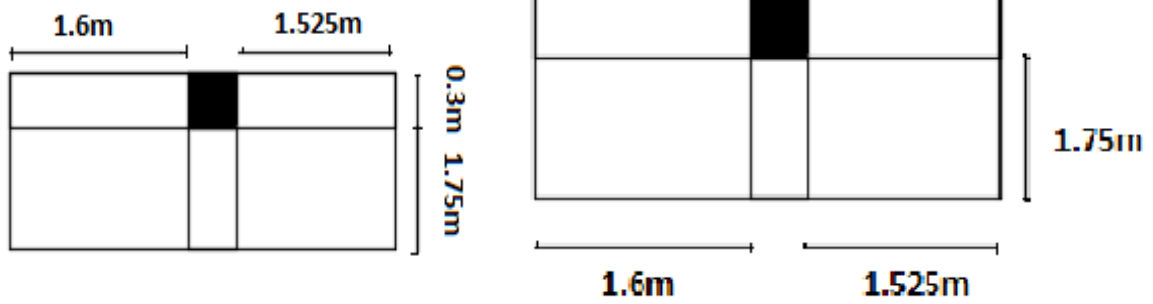
Tableau (II.13) : Le dimensionnement du poteau d'angle.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser/1.15B	Nser/1.15B<15
9eme	33,93	22,39	4,71	30x30	30x30	900	0,32	Vérifiée
8eme	93,21	61,52	7,82	30x30	30x30	900	0,90	Vérifiée
7eme	152,07	100,37	9,99	30x30	30x30	900	1,49	Vérifiée
6eme	210,51	138,94	11,76	30x30	30x30	900	2,03	Vérifiée
5eme	268,53	177,23	13,29	30x30	30x30	900	2,59	Vérifiée
4eme	326,13	215,25	14,65	30x30	30x30	900	3,15	Vérifiée
3eme	383,31	252,98	15,88	30x30	30x30	900	3,70	Vérifiée
2eme	440,48	290,72	17,03	30x30	30x30	900	4,25	Vérifiée
1^{er}	497,66	328,45	18,10	30x30	30x30	900	4,80	Vérifiée
RDC	556,73	367,44	19,14	30x30	30x30	900	5,37	Vérifiée
S.S	671,31	443,06	21,02	30x30	30x30	900	6,48	Vérifiée

II.4.3 Poteau de rive :

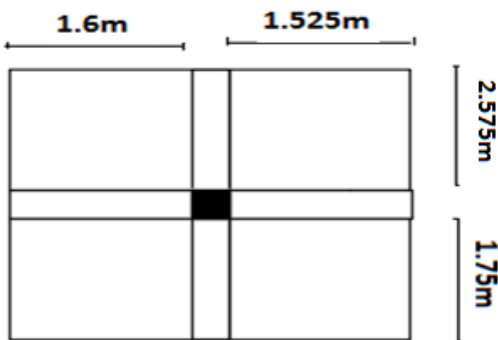
Détermination de l'effort « Nu » revenant au poteau de rive « POTEAU E-02 ».

--	--



Surface de 1er et RDC $s=5.468m^2$

Surface de 2eme a 9eme étages $S=5.468m^2$



Surface de sous-sol $s=13.51m^2$

Figure (II.7) : section du poteau de rive.

II.4.3.1 Poids propres :

a. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$.

-
- Plancher terrasse (haut de 9^{ème}) : $P = 5.57 \times 5.468 = 30.45 \text{ KN.}$
 - Plancher haut de 8^{ème} à 2^{ème} étage : $P = 5.18 \times 5.468 = 28.32 \text{ KN.}$
 - Plancher haut de 1^{er} étage et RDC : $P = 5.18 \times 5.468 = 28.32 \text{ KN.}$
 - Plancher haut de sous-sol : $P = 5.18 \times 13.51 = 70 \text{ KN.}$

c. Poids revenant à chaque poutre :

Pour le sous-sol :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.625 = 12.14 \text{ KN.}$
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 3.125 = 7.03 \text{ KN.}$

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 12.14 + 7.03 = 19.17 \text{ KN.}$$

Ce qui donne : $P = 19.17 \text{ KN.}$

Pour les autres étages :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.425 = 8.99 \text{ KN.}$
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 1.75 = 3.93 \text{ KN.}$

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 8.99 + 3.93 = 12.92 \text{ KN.}$$

Ce qui donne : $P = 12.92 \text{ KN.}$

d. Poids propre des poteaux :

- Poteau carré :

Section de poteau (30*30) cm²

-poids de poteau RDC : $h = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m.}$

$$G_{\text{RDC}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.73 = 8.39 \text{ KN.}$$

-poids de poteau étages de « 1er a 9eme » : $h = 2.71 \text{ m}$

$$G_{1\text{er}/9\text{eme}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71 = 6.09 \text{ KN.}$$

-poids de poteau sous-sol : $h = 2.66 \text{ m}$

$$G_{SS}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.71 = 6.09 \text{ KN.}$$

e. Poids propre des murs extérieurs :

$$G_{\text{mur ext}} = G_{\text{mur ext}} * S_{\text{mur}} = G * [L' * (H_e - h_{pp})]$$

-Murs de RDC:

$$G_{\text{mur ext}} = 2.81 [3.125 \times (4.08 - 0.35)] = 32.75 \text{ KN.}$$

- Murs des étages:

$$G_{\text{mur ext}} = 2.81 [3.125 \times (3.06 - 0.35)] = 23.79 \text{ KN.}$$

g. Poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 3.749 \times 0.1275 = 0.477 \text{ kN.}$$

II.4.3.2 Les surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : « haut de 9eme étage »

$$Q = 1 \times 5.468 = 5.468 \text{ KN.}$$

- Plancher courant haut de « 1er a 8eme étage » : (habitation)

$$Q = 1.5 \times 5.468 = 8.202 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de RDC : (services)

$$Q = 2.5 \times 5.468 = 13.67 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de sous-sol : (commercial)

$$Q = 5 \times 13.51 = 67.55 \text{ KN.}$$

Poids propre pour chaque étage

- 9^{eme} étage : $NG = G_{\text{plancherT}} + G_{pp} + G_{ps} + G_{\text{acrotère}}$
- 8^{eme} - 2^{eme} étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{pp} + G_{ps} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- 1er étage + RDC : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{pp} + G_{ps} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- Sous-sol : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{pp} + G_{ps} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$

Tableau (II.14) : Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.

Niveau des planches	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	7.02	5,46
Haut de 8 ^{eme}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	7.02+10.53	13,67
Haut de 7 ^{eme}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	7.02+0,95(10.53x2)	21,05
Haut de 6 ^{eme}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7.02+0,9(10.53x3)	27,61
Haut de 5 ^{eme}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	7.02+0.85(10.53x4)	33,35
Haut de 4 ^{eme}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7.02+0.8(10.53x5)	38,27
Haut de 3 ^{eme}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7.02+0.75(10.53x6)	42,37
Haut de 2 ^{eme}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	7.02+0.714(10.53x7)	46,46
Haut de 1 ^{er}	Q_8	1.5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	7.02+0.687(10.53x8)	50,54
Haut de RDC	Q_9	2.5	$Q_0 + 0,667 \times S(Q_1 + \dots + Q_9)$	7.02+0.667[(10.53x8) + 17.55]	58,35
Haut de S.SOL	Q_{10}	5	$Q_0 + 0,65 \times S(Q_1 + \dots + Q_{10})$	7.02+0.65[(10.53x8) + 17.55+79.2]	100,91

II.4.3.3 Loi de dégression :

Tableau (II.15) : Le dimensionnement du poteau de rive.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser1.15B	Ns/1.15B <15
9eme	55,40	36,56	6,02	30x30	30x30	900	0,53	Vérifiée
8eme	134,72	88,91	9,40	30x30	30x30	900	1,30	Vérifiée
7eme	213,22	140,73	11,84	30x30	30x30	900	2,06	Vérifiée
6eme	290,91	192,00	13,83	30x30	30x30	900	2,81	Vérifiée
5eme	367,77	242,72	15,55	30x30	30x30	900	3,55	Vérifiée
4eme	443,81	292,91	17,09	30x30	30x30	900	4,28	Vérifiée
3eme	519,03	342,56	18,48	30x30	30x30	900	5,01	Vérifiée
2eme	594,23	392,19	19,78	30x30	30x30	900	5,74	Vérifiée
1 ^{er}	669,44	441,83	20,99	30x30	30x30	900	6,46	Vérifiée
RDC	748,36	493,92	22,20	30x30	30x30	900	7,23	Vérifiée
S.S	918,93	606,49	24,60	30x30	30x30	900	8,87	Vérifiée

Tableau (II.16) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.

NIV	Charges permanentes		Charges exploitations		Efforts Nser
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Nser=Gc+Qc
9eme	49,93	49,937	7.02	5,468	55,40
8eme	71,12	121,057	10.53	13,67	134,72
7eme	71,12	192,177	10.53	21,05	213,22
6eme	71,12	263,297	10.53	27,61	290,91
5eme	71,12	334,417	10.53	33,35	367,77
4eme	71,12	405,537	10.53	38,27	443,81
3eme	71,12	476,657	10.53	42,37	519,03
2eme	71,12	547,777	10.53	46,46	594,23
1 ^{er}	71,12	618,897	10.53	50,54	669,44
RDC	71,12	690,017	17.55	58,35	748,36
S.S	128,01	818,027	79.2	100,91	918,93

- Choix final des sections des poteaux :

Par mesure de sécurité on adopte les sections des poteaux suivantes :

- Poteau du sous-sol / 1^{er} étage : 45*45.
- Poteau du 2^{ème}/4^{ème} étage : 40*40.
- Poteau du 5^{ème}/7^{ème} étage : 35*35.
- Poteau du 8^{ème}/9^{ème} étage : 30*30.

II.4.4 Poteau circulaire

Détermination de l'effort « Nu » revenant au poteau circulaire « POTEAU A-06 ».

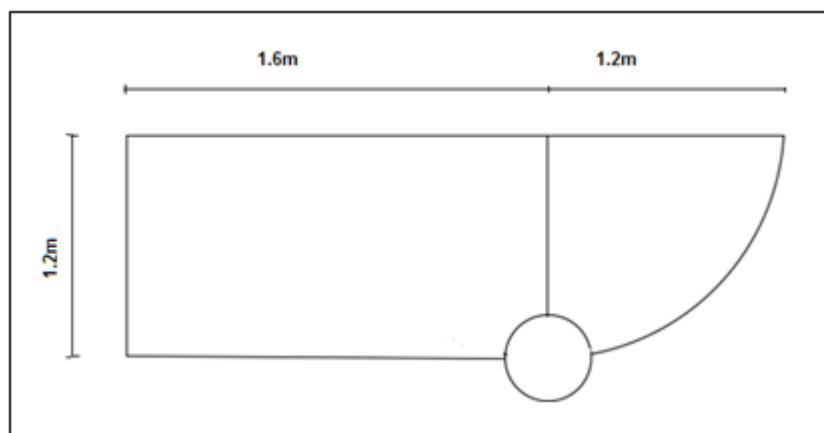


Figure (II.8) : section du poteau circulaire.

$$S = (1.2 \times 1.6) + \frac{\pi R^2}{4} = 3.05 \text{ m}^2.$$

II.4.4.1 Poids propres :

a. Poids revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 1.20 = 4.41 \text{ KN}.$

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p = 4.41 \text{ KN}.$$

Ce qui donne : $P = 4.41 \text{ KN}.$

b. Poids propre des poteaux :

- Poteau circulaire :

Diamètre du poteau (30) cm²

-poids de poteau étages de « 2er a 9eme » : h=2.71m.

$$G_{2\text{ème}/9\text{ème}}=0.07 \times 25 \times 2.71=4.74\text{KN}.$$

c. Poids propre des balcons :

$$G_{\text{balcon}}=6.15 \times 3.05=18.75\text{KN}.$$

d. Poids propre des murs :

$$G_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} * S_{\text{mur}}=G*[L'*H].$$

$$G_{\text{mur}} =1.62[1 \times (1.6+1.81)] =5.52\text{KN}.$$

e. Poids propre pour chaque étage :

- 9eme étage : NG = Gbalcon
- 8ème à 2eme étage : NG = Gmur + Gpp + + Gpot +Gbalcon

II.4.4.2 Les surcharge d'exploitation :

- Dalle pleine : «2^{ème} au 9eme étage »
 $Q=3.5 \times 3.05=10.67\text{KN}.$

- « Sous-sol au 1er étage » :
 $Q=0 \text{ KN}.$

Tableau (II.17) : Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulé (KN/m ²)
terrasse	Q_0	3.5	Q_0	(3.5x3.05)	10,67
Haut de 8 ^{eme}	Q_1	3.5	$Q_0 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	10.67+(3.5x3.05)	21,34
Haut de 7 ^{eme}	Q_2	3.5	$Q_1 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	21.34+(3.5x3.05)	32,01
Haut de 6 ^{eme}	Q_3	3.5	$Q_2 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	32.01+(3.5x3.05)	42,68
Haut de 5 ^{eme}	Q_4	3.5	$Q_3 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	42.68+(3.5x3.05)	53,35
Haut de 4 ^{eme}	Q_5	3.5	$Q_4 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	53.35+(3.5x3.05)	64,02
Haut de 3 ^{eme}	Q_6	3.5	$Q_5 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	64.02+(3.5x3.05)	74,69
Haut de 2 ^{eme}	Q_7	3.5	$Q_6 + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$	74.69+(3.5x3.05)	85,36
Haut de 1 ^{er}	Q_8	3.5	Q_7	85.36	85,36
Haut de RDC	Q_9	3.5	Q_7	85.36	85,36
Haut de S.SOL	Q_{10}	3.5	Q_7	85.36	85,36

Tableau (II.18) : Dégression de la charge d’exploitation en fonction du nombre d’étage.

NIV	Charges permanentes KN		Charges exploitations		Efforts Nser
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Nser=Gc+Qc
9eme	18,75	18,75	10,67	18,75	37,5
8eme	32,52	51,275	10,67	51,27	102,54
7eme	32,52	83,8	10,67	83,8	167,6
6eme	32,5	116,325	10,67	116,32	232,64
5eme	32,52	148,85	10,67	148,85	297,7
4eme	32,52	181,375	10,67	181,37	362,74
3eme	32,52	213,9	10,67	213,9	427,8
2eme	32,52	246,42	10,67	246,42	492,84
1 ^{er}	0	246,42	0	246,42	492,84
RDC	0	246,42	0	246,42	492,84
S.S	0	246,42	0	246,42	492,84

$$\frac{Nser}{1.15B} \leq \sigma_{bv} = 0.6F_c28 = 15Mpa .$$

Tableau (II.19) : Le dimensionnement du poteau circulaire.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Aire	Nser/1.15B	Ns/1.15B<15
9eme	37,5	24,75	4,95	30	30	706.5	0,46	Vérifiée
8eme	102,54	67,67	8,20	30	30	706.5	1,26	Vérifiée
7eme	167,6	110,61	10,49	30	30	706.5	2,06	Vérifiée
6eme	232,64	153,54	12,37	30	30	706.5	2,86	Vérifiée
5eme	297,7	196,48	13,99	30	30	706.5	3,66	Vérifiée
4eme	362,74	239,41	15,45	30	30	706.5	4,46	Vérifiée
3eme	427,8	282,34	16,78	30	30	706.5	5,26	Vérifiée
2eme	492,84	325,27	18,01	30	30	706.5	6,06	Vérifiée
1 ^{er}	492,84	325,27	18,01	30	30	706.5	6,06	Vérifiée
RDC	492,84	325,27	18,01	30	30	706.5	6,06	Vérifiée
S.S	492,84	325,27	18,01	30	30	706.5	6,06	Vérifiée

II.5 Vérification des poteaux au flambement : [2] [B.8.3].

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = Lf/i \leq 50 \quad \text{Avec :}$$

λ : Elancement du poteau . Lf : Longueur de flambement ($lf = 0.7 l_0$).

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$. B : Section transversale du Poteau ($B=h b$).

l_0 : Longueur libre du poteau .

a. Poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times 0.7 \times l_0$$

$$\lambda = 2.42 \times l_0/b$$

Poteau 45x45 :

- Sous-sol et 1^{er} étage »

$$\lambda = 2.42 \times 271/45 = 14.57 < 50.$$

- RDC

$$\lambda = 2.42 \times 373/45 = 20.05 < 50.$$

Poteau 40x40 :

- De 2^{eme} a 4^{eme} étages :

$$\lambda = 2.42 \times 271/40 = 16.39 < 50.$$

Poteau 35x35 :

- De 5^{eme} a 7^{eme} étages :

$$\lambda = 2.42 \times 271/35 = 18.73 < 50.$$

Poteau 30x30 :

- De 8^{eme} et 9^{eme} étages :

$$\lambda = 2.42 \times 271/30 = 21.86 < 50.$$

b. Poteaux circulaires :

$$\lambda = \frac{\sqrt{16}}{D} \times 0.7 \times l_0$$

$$\lambda = 4 \times \frac{L_f}{D}$$

Poteau D=30cm :

- 1^{er} à 9^{eme} étage :

$$\lambda = 4 \times 271/30 = 36.13 < 50.$$

- RDC :

$$\lambda = 4 \times 373/30 = 49.73 < 50.$$

Toutes les sections des poteaux sont conformes aux conditions de flambement.

II.6 Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

L'épaisseur des voiles donne par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

h_e : hauteur libre de l'étage.

a : L'épaisseur des voiles.

- 1^{er} à 9^{eme} étages :

$$H_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m.}$$

$$a \geq 271/20 = 0.1355 \text{ m} = 13.55 \text{ cm} \text{ on prend } a = 20 \text{ cm.}$$

- RDC :

$$H_e = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m.}$$

$$a \geq 373/20 = 0.1865 \text{ m} = 18.65 \text{ cm} \text{ on prend } a = 20 \text{ cm.}$$

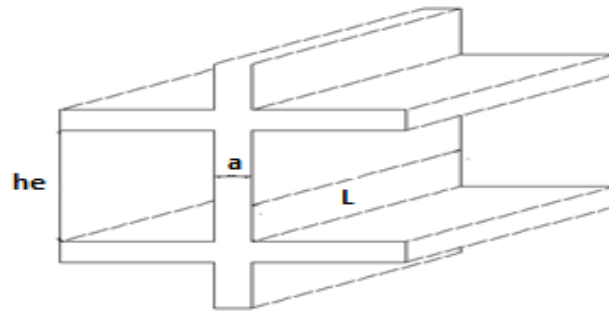


Figure (II.8) : Schéma du voile.

II.7 Conclusion :

A ce niveau on a dimensionné tous les éléments qui contiennent notre structure, en respectant les règles de BAEL, et le règlement Parasismique Algérien (RPA2003).

CHAPITRE 3

« Ferrailage des éléments secondaire »

III.1 Acrotère : [1] [6.2.3].

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément non structural, il assure la sécurité des personnes au niveau de la terrasse, Il sera calculé comme une console encastrée sur le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G et à une charge horizontale. Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

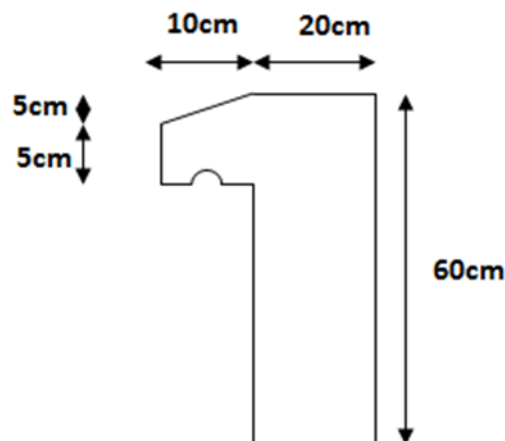


Figure (III.1) : dimension de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

$$G = 3.749 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p).

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4.A.C_p. W_p$ (selon RPA).

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4.1) du RPA, pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

Notre projet est implanté en zone IIa et classé en groupe 2, ce qui donne une valeur d' $A=0,15$.

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [1] [tab 6.1].

On a un élément en console alors $C_p=0,8$.

- W_p : Poids de l'acrotère =3.749 kN.

$$F_p=4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3.749 = 1.799 \text{ kN}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,799 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,799 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=3.749 \text{ kN/ml et } Q_h=1,799 \text{ kN/ml}$$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\text{E.L.U: } N_u = 1,35G = 5.06 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1.619 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2.698 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 3,749 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1.079 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1.799 \text{ kN}$$

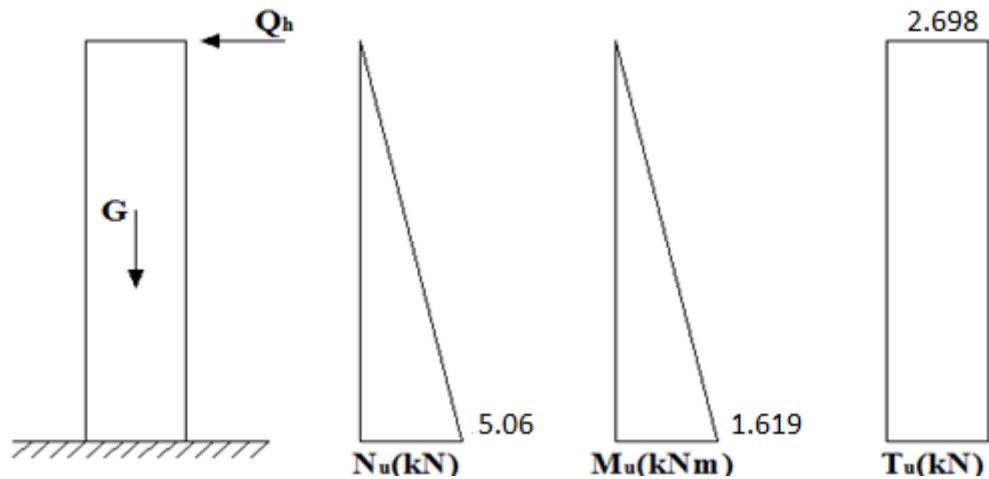


Figure (III.2) : Efforts internes et moment.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

$h=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

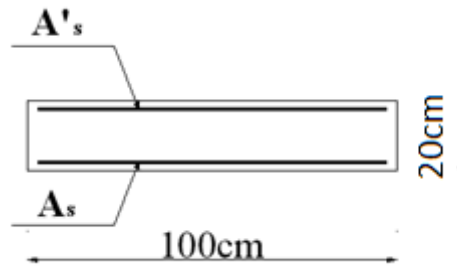


Figure (III.3) : Coupe verticale de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,619}{5,06} = 31,99\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{20}{2} - 2 = 8\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 5.667 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0123$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0154$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,42 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0123 < 0,0154 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 93,527 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 78,97 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification :

a. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 2\text{cm}^2; 2.17\text{cm}^2 \} = 2.17\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T8=3.02cm²

Avec un espacement $s_t = 15 \text{ cm}$

b. Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,755\text{cm}^2$$

On choisit 6T8=3.02 cm² avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification des à L'ELS :

1. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.78\text{cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

$$\text{Avec : } C = e - \frac{h}{2} = 18.78\text{cm}$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 », on doit résoudre l'équation suivant :

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -1060.185 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = -13248.623 \end{array} \right.$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1.01 \cdot 10^6 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 3 \text{ rad}$$

$$y_c = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = -37.58$$

$$y_1 = -56.31$$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$S = b \cdot h + 15(A_1 + A_2) = 6025.5 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = \frac{0.5bh^2 + 15(A_1 \cdot C_1 + A_2 \cdot d)}{S} = 29.94 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1 \cdot C_1^2 + A_2 \cdot d^2) - S\gamma^2 = 1887666.24 \text{ cm}^4$$

d. Vérification des contraintes :

1. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.326 \cdot 10^3 \times (-56.31)}{1887666.24} \right) \times (-37.58) = 2,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Contrainte du l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 57.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 44.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,698.10^3}{80.10^3} = 0,015\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

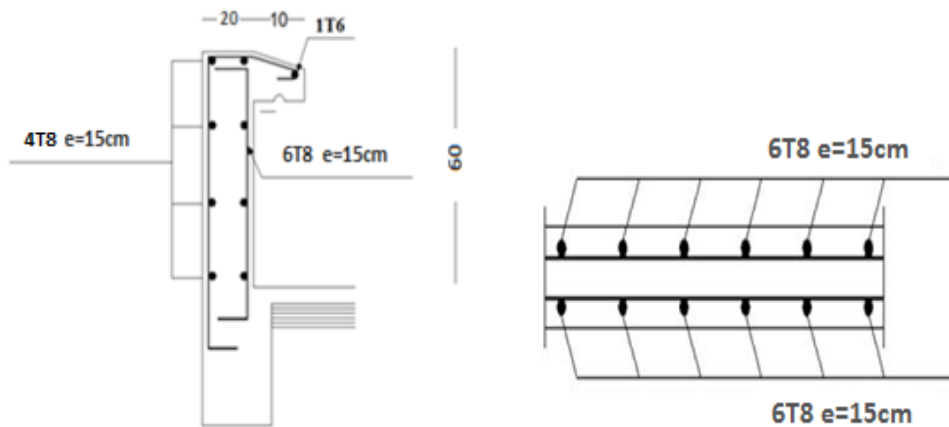


Figure (III.4) : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des balcons :

III.2.1 Définition :

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, dans notre cas l'épaisseur h de la dalle est égale à 15 cm.

Le calcul se fera pour une bande de 1.00ml

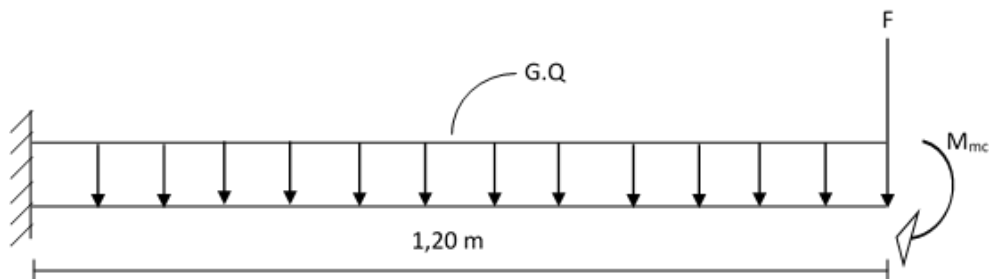


Figure (III.4) : schéma statique du balcon.

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.2.2 Evaluation des charges :

a. Charge permanente :

$G = 6.15 \text{ KN}$ (d'après le tableau (II-3) -chapitre II)

b. Surcharge d'exploitation :

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m

c. Charge concentrée :

Tableau (III.1) : Charge concentrée.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
-Enduit de ciment	18	0.02	0.36
-Brique creuse	9	0.1	0.90
-Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge concentrée	$F=1.62 \text{ KN/m}^2$		

d. Moment due à la main courante :

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$

e. Combinaisons des charges :

Tableau (III.2) : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	13,55	9,65
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}(kN.m)	1,5	1,00

III.2.3 Calcul des efforts internes :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

- ELU :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc \right] = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = -1.5KN.m \\ x = 1 \Rightarrow M(x) = -10.465KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = -[F + qx] = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = -2.19KN \\ x = 1 \Rightarrow T(x) = -15.74KN \end{cases}$$

- ELS :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc \right] = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 1KN.m \\ x = 1 \Rightarrow M(x) = 7.445KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = -[F + qx] = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = -1.62KN \\ x = 1 \Rightarrow T(x) = 11.27KN \end{cases}$$

III.2.4 Calcul du ferrailage :

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15) cm²

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 12,5$ cm, $f_e = 400$ MPa.

Tableau (III.3) : ferrailage du balcon.

MU (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
10.465	0.047	oui	0	0,060	12.2	2.46	5T12	5.65	20

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41m^2 \leq A_r \leq 2.82m^2$$

Choix : 5T8=2.51cm² avec : S_t=20cm.

III.2.5 Vérification :

a. Condition de non fragilité : [2] [A.4.2].

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4.52cm^2 \geq A_s^{\min} = 1.51cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

b. Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1f_{c28} ; 4MPa \right) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{15.74.10^3}{1000 \times 125} = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

c. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- Position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 * 3.93(125 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.49cm$$

- Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 3.29^3 + 15 * 3.92(125 - 3.29)^2 \Rightarrow I = 6920.96cm^4$$

Avec : n=15 ; η=1,6(H.A) ; c'=2,5cm ; d=12,5cm ; b=100cm ; A_s'=0

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6MPa \end{cases}$$

Tableau (III.4) : Vérification des contraintes.

$M_{ser}(kN.m)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,445	4.52	3,49	6920.96	3.75	Vérifiée	145.38	Vérifiée

d. Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4.52}{100 \times 12,5} = 0,0036 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

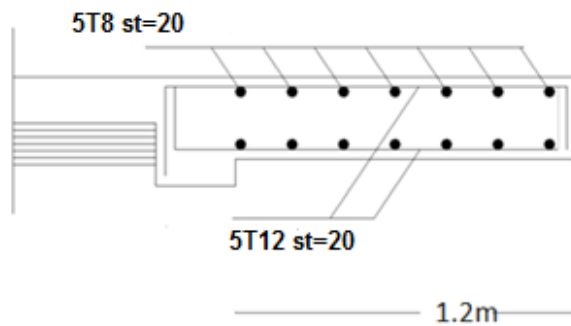


Figure (III.5) : Schéma de ferrailage des balcons.

III.3 Escalier

III.3.1. Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de marches permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

III.3.2. Pré dimensionnement :

III.3.2.1 L'escalier :

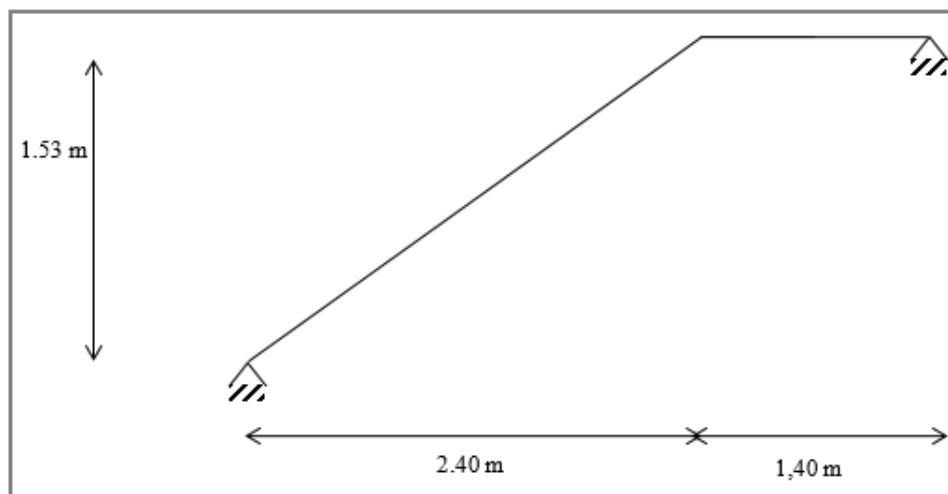


Figure (III.6) : Schéma Statique de l'escalier.

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

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

$$h \times n = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

H=153, L=240 cm

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

Solution :

$$n_1 = 1.05 \quad . \text{ Refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche n=9

Le nombre des marches n-1=8

Alors :

$$h = H/n = 0,17m .$$

$$g = L/n - 1 = 0,30 m$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 2h + g = 64$$

b. Détermination de l'épaisseur :

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

Avec :

$$l = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.40 = 4.24 \text{ m}$$

Donc :

$$14.13 \leq e \leq 21.2$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la pailleuse, Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la pailleuse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

III.3.2.2 La poutre palière :

$$L_{\max} = 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 7 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

- Vérification de RPA :

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 30$$

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1.16 < 4$$

Alors on adopte une section de la poutre palière : $(bxh) = (30 \times 35)$

III.3.3. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Palier :

Tableau (III.5) : Charge Permanente du palier.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Dalle de sol	25	0.0013	0.32
2- Mortier de pose	20	0.02	0.4
3- Lit de sable	18	0.03	0.54
4- Dalle pleine	25	0.15	3.75
5- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge Permanente	G=5,37 KN/m ²		

- Paillasse :

Tableau (III.6) : Charge Permanente de paillasse.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Dalle de sol	25	0.0013	0.32
2- Mortier de pose	20	0.02	0.4
3- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
4- Poids propre de la paillasse	/	/	4.44
5- Poids propre de la marche	/	/	2.13
6- Garde-corps	/	/	1.00
Charge Permanente	G=8,65 KN/m ²		

- Poutre palière :

Tableau (III.7) : Charge Permanente de la poutre palière.

Elément	Charge permanente	G (KN/m ²)
1- poids propre de la poutre palier	0.35x0.35x25	2.625
2- murs extérieure	2.81x(3.06-0.35)	7.615
3- poids venant de paillasse	8.65x2.4	20.76
4- poids venant de palier	5.37x1.4	7.518
Charge Permanente	G=38.51 KN/m ²	

$$\text{Poids propre de la paillasse} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 32.51} = 4.44$$

$$\text{Poids propre de la marche} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13$$

b. Surcharges d'exploitation :

- Paillasse et palier :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- La Poutre palière :

$$Q'' = (2.5 \times 2.4) + (2.5 \times 1.4) = 9.5 \text{ KN/m.}$$

c. Calcul des sollicitations :

- E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$$

- E.L.S :

$$q_{ser1} = G + Q$$

$$q_{ser2} = G + Q$$

Tableau (III.8) : Combinaison des charges de l'escalier.

Combinaison	Le palier (kN/m ²)	La paillasse (kN/m ²)
E.L.U :	10.99	15.42
E.L.S :	7.87	11.15

- Les charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{5.37 * 1.4 + 8.65 * 2.4}{1.4 + 2.4} = 7.44 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 L_1 + Q_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2.5 * 1.4 + 2.5 * 2.4}{1.4 + 2.4} = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

- Le moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \frac{L^2}{8}$
- Moment en travée : $M_t = 0.8M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0$

Tableau (III.9) : les moments isostatiques.

	q _{eq} (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _t (KN/m)	M _a (KN/m)
ELU	13	23.4	18.78	9.36
ELS	9.9	17.8	14.24	7.12

III.3.4. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm.

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

a. Les armatures longitudinales :

- Appui :

Tableau (III.10) : ferrailage au niveau de l'appui.

M_a (kN.m)	d	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
9.36	13.5	0.036	Oui	0	0.045	132.75	2.02	7T12	7.92

- Travée :

Tableau (III.11) : ferrailage au niveau de la travée.

M_t (kN.m)	d	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
18.78	13.5	0.055	Oui	0	0.0707	131.18	4.102	5T12	5.65

b. Les armatures de répartition :

- Appui :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [cm^2] \Leftrightarrow \frac{7.92}{4} \leq A_r \leq \frac{7.92}{2} [cm^2] \Leftrightarrow 1.98 \leq A_r \leq 3.96 [cm^2]$$

Choix 5T8 : $A_r=2.51cm^2$

- Travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [cm^2] \Leftrightarrow \frac{5.65}{4} \leq A_r \leq \frac{5.65}{2} [cm^2] \Leftrightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.82 [cm^2]$$

Choix 5T18 : $A_r=2.51cm^2$

III.3.5. Vérifications :

a. Vérification de la condition de non fragilité : [2] [A.4.2].

$$A_{min} = 0,23. bd. \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Leftrightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ la condition est vérifiée pour l'appui et la travée

b. Répartition des barres : [4] [A.8.2.42].

- Armatures longitudinales :

- En appui

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[45; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 [cm]$$

$$S_t = 20 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[45; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 [cm]$$

$$S_t = 20 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_t < \min[4h; 45] [cm] = \min[60; 45] [cm] \Rightarrow S_t < 45 [cm]$$

$$S_t = 20 < 45 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

c. Vérification des efforts tranchant : [3] [A.5.1,1].

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5; 4] [MPa] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \Leftrightarrow \frac{24,7 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,182 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis [3] [A 5.1]:

- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$T_{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec :

$$T_{max} = 24.7 \text{ KN}$$

$$0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Leftrightarrow 0,4 \times 100 \times (0,9 \times 13.5) \times \frac{25}{1,5} = 810 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } T_{max} = 24.7 \text{ KN} \ll 810 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

e. L'encrage des barres : [2] [A.6.1.2].

La longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi$$

$$\Leftrightarrow L_s = 35,27. \phi$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40. \phi$ lorsqu'on utilise $f_e E400$

Donc $L_s = 40\phi$

f. Vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)$$

Avec :

$$n=15 ; d=13.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	14.24	5.65	3.29	8767.27	5.34	Vérifiée
Appui	7.12	7.92	2.45	4959.69	3.51	Vérifiée

Tableau (III.12) : Vérification des contraintes.

g. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.53}{4.1} = 0,402 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{4.62}{130 \times 13.5} = 0,0026 \leq 0,0083 \quad \text{vérifiée} \\ 0,402 \geq 0,08 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

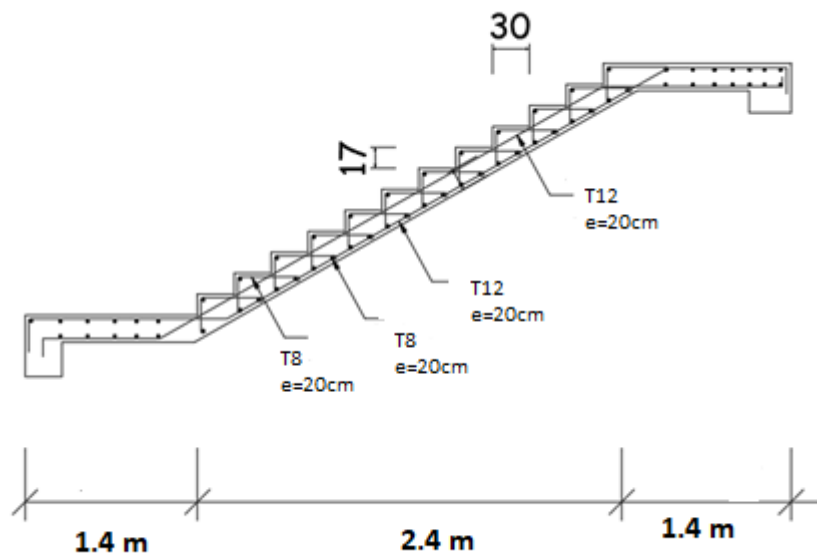


Figure (III.7) : ferrailage de l'escalier.

III.3.6. La poutre palière :

III.3.6.1. Combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 66.23 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 48.01 \text{ KN/m}$$

III.3.6.2. Détermination des sollicitations :

- Le moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \frac{L^2}{8}$
- Moment en travée : $M_t = 0.8M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0$

	q (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _t (KN/m)	M _a (KN/m)
ELU	66.23	60.35	48.28	24.14
ELS	48.01	43.74	34.99	17.49

Tableau (III.13) : les moments isostatiques

III.3.6.3. Calcul de ferrailage :

On a : b=100cm h=35cm d=30cm c=5cm

a. Les armatures longitudinales :

- Appui :

Tableau (III.14) : ferrailage au niveau de l'appui.

M _a (kN.m)	d	μ	μ < μ _r	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
24.14	30	0.018	oui	0	0.022	29.73	2.33	6T12	6.79

- Travée :

Tableau (III.15) : ferrailage au niveau de travée.

M_t (kN.m)	d	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
48.28	30	0.037	oui	0	0.047	29.436	4.61	6T12	6.79

b. Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [cm^2] \Leftrightarrow \frac{6.79}{4} \leq A_r \leq \frac{6.79}{2} [cm^2] \Leftrightarrow 1.76 \leq A_r \leq 3.39 [cm^2]$$

Choix 5T8 : Ar=2.51cm²

c. Espacement minimal :

- En travée :

St ≤ min (3h ; 33cm) = 33 cm On prend : St=20cm

- Sur appui :

St ≤ min (3h ; 33cm) = 33 cm On prend : St=20cm

III.3.6.4. Vérifications des sections d'armatures :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23. bd. \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = 0,23 \times 100 \times 30 \times \frac{2,1}{400} \Leftrightarrow A_{min} = 3.62 cm^2$$

As>A_{min} la condition est vérifiée pour l'appui et la travée

b. Vérification à l'ELS :

1. Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- Travée :

Position de l'axe neutre "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$As' = 0 ; As = 6.79\text{cm}^2/\text{ml} ; n=15 \Rightarrow y=5.79\text{m}$$

Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 47088.55\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34.99 * 10^6}{47088.55} * 5.79 = 4.3 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{24.14 * 10^6}{47088.55} * 5.79 = 2.79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,129 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0022 \leq 0,0083 \quad \text{vérifiée} \\ 0,129 \geq 0,08 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4 Etude des planchers (corps creux) :

III.4.1 Définition :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

III.4.2 Etude des poutrelles : [3] [B.6.2.11].

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.4.2.1 Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{er} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

III.4.2.1.1 Avant le coulage de la table de compression.

a. Evaluation des charges et surcharges :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

Son poids propre, Poids du corps creux, Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Avec la longueur de plus grand travée $L= 3,2\text{m}$

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,14 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,496\text{kN/ml}$

$G=1.576\text{ kN/ml}$

- Charges d'exploitation :

$Q=1 \times 0.65 = 0.65\text{ kN/ml}$

- Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.1\text{kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 2.226\text{kN/ml}$

b. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.1 \times (3,20)^2}{8} = 3.968\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.226 \times (3,20)^2}{8} = 2.85\text{kNm}$$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

c. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple, le ferrailage est calculé à l'ELU.

$M_u = 3.968 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h_0 = 3.6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1.8 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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'elles fléchissent.

III.4.2.1.2 Après le coulage de la table de compression.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

a. Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$
- ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau (III.16) : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.36	1	8.73	5.67	6.36	4.13
Etages d'habitation	5.18	1.5	9.24	6	6.68	4.34

Le plancher habitation est le plus sollicité.

b. Schéma statique des poutrelles :

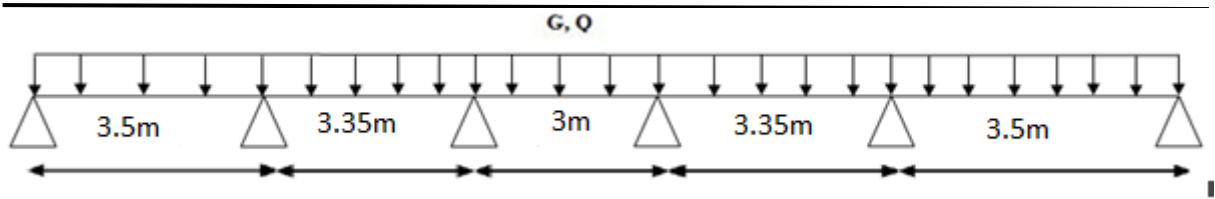


Figure (III.7) : schéma statique de poutrelle de 5 travées.

c. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire : [4] [A.8.2.32].

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{ 2G , 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

2. Méthode de CAQUOT : [4] [E 22.1].

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire}$$

- Moment en travée

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée .

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'_w = l$pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre

- Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.4.2.1.3 Vérification des conditions d'application :

a. Plancher terrasse inaccessible :

- Hypothèse 1 :

$$G = 5,36 \text{KN/m}^2$$

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

$$Q \leq \max (10.72 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b. Plancher étages d'habitation :

$$G = 5,18 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{KN/m}^2.$$

$$Q \leq (10.36; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Hypothèse 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constantes.....vérifiée.

- Hypothèse 3 :

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$3.2/3.05 = 1.049 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3.05 / 2.7 = 1.12 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2.7/3.05 = 0.88 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3.05/3.2 = 0.95 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Hypothèse 4 :

La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements car elle est considérée comme peu préjudiciable.

III.4.2.1.4 Exposé de la méthode : [4] [E.1.2].

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les moments en travée et sur appuis représentent une fraction du moment isostatique de la même travée.

a. Calcul des moments :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right\} - \frac{M_g + M_d}{2} .$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique).
- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- $M = 0.2 M_0 \dots\dots\dots$ appui de rive.
- $M = 0.6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.
- $M = 0.5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0.4 M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

b. Calcul des efforts tranchants :

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors on considère chaque travée séparément et on multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

III.4.2.1.5 Application :

L'application se fait sur le plancher courant, on a les poutrelles à cinq travées.

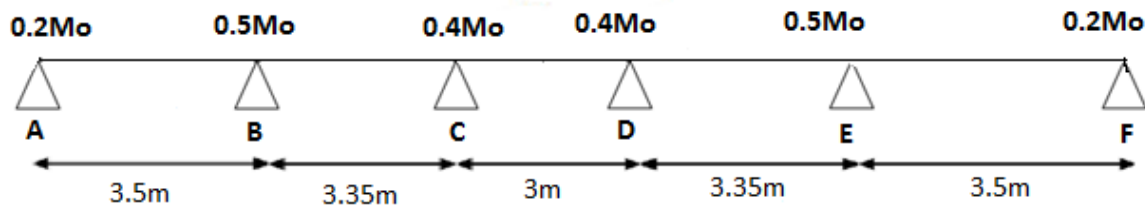


Figure (III.8) : schéma statique des poutrelles.

Avec : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 6 \text{ KN/ml}$

$P_s = 4.34 \text{ KN/m}$

a. Moments isostatiques

- À l'ELU :

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6 \times (3.2)^2}{8} = 7.65 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6 \times (3.05)^2}{8} = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6 \times (2.7)^2}{8} = 5.46 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{DE} = 5.05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 3.95 \text{ KN.m}$$

b. Moment aux appuis :

- À l'ELU

$$M_A = M_F = 0,2 \times 7.68 = 1.536 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \times 7.65 = 3.825 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 \times 6.97 = 2.788 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_A = M_F = 0,2 \times 5.55 = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \times 5.55 = 2.755 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 \times 5.05 = 2.02 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.18} = 0,224$$

$$\begin{cases} (1.2 + 0.3\alpha) = 1,267 \\ (1 + 0.3\alpha) = 1,067 \end{cases}$$

- À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{array} \right.$$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

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

Travée A-B et E-F (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 7.65 - \frac{1.536 + 3.825}{2} = 5.482 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.267}{2} \times 7.65 = 4.865 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C et DE (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 6.97 - \frac{3.825 + 2.788}{2} = 4.13 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.067}{2} \times 6.97 = 3.718 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 5.46 - \frac{2.788 + 2.788}{2} = 3.037 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.067}{2} \times 5.46 = 2.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À L'ÉLÈS :

Travée A-B et E-F (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 5.55 - \frac{1.11 + 2.755}{2} = 3.98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.267}{2} \times 5.55 = 3.515 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C et DE (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 5.05 - \frac{2.755 + 2.02}{2} = 3.00 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.067}{2} \times 5.05 = 2.69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.067 \times 3.95 - \frac{2.02 + 2.02}{2} = 2.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.067}{2} \times 3.95 = 2.107 \text{ KN.m}$$

d. Les efforts tranchants :**- À L'ELU**

Travée A-B

$$V_A = \frac{6 \times 3.2}{2} = 9.6 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -10.56 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{6 \times 3.05}{2} = 10.065 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.07 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{6 \times 2.7}{2} = 8.91 \text{ KN}$$

$$V_D = -9.8 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_D = 1.1 \times \frac{6 \times 3.05}{2} = 10.065 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.07 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = 1.1 \times \frac{6 \times 3.2}{2} = 10.65 \text{ KN}$$

$$V_F = -9.6 \text{ KN}$$

- À l'ELS :

Travée A-B

$$V_A = \frac{4.34 \times 3.2}{2} = 6.944 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -7.63 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{4.34 \times 3.05}{2} = 7.28 \text{KN}$$

$$V_C = -8 \text{KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{4.34 \times 2.7}{2} = 6.44 \text{KN}$$

$$V_D = -7.08 \text{KN}$$

Travée D-E

$$V_D = 1.1 \times \frac{4.34 \times 3.05}{2} = 7.28 \text{KN}$$

$$V_E = -8 \text{KN}$$

Travée E-F

$$V_E = 1.1 \times \frac{4.34 \times 3.2}{2} = 7.63 \text{KN}$$

$$V_F = -6.94 \text{KN}$$

III.4.2.1.6 Les diagrammes :

a. ELU :

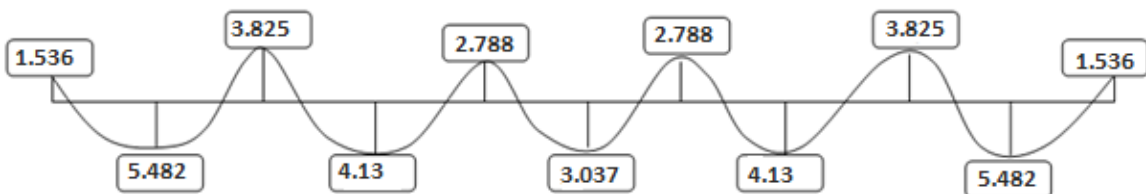


Figure (III.9) : diagramme des moments a ELU.

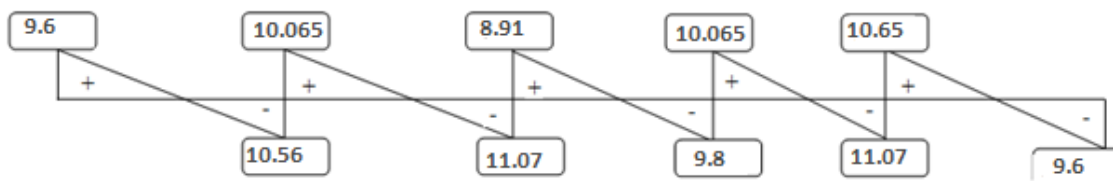


Figure (III.10) : diagramme des efforts tranchants a ELU.

b. ELS :



Figure (III.11) : diagramme des moments a ELS.

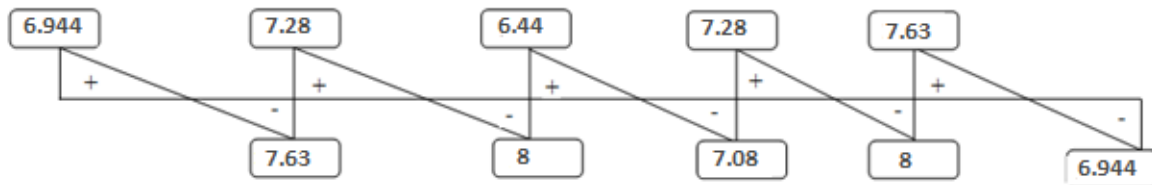


Figure (III.12) : diagramme des efforts tranchants a ELU.

III.4.2.2 Ferrailage :

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U:} \quad M_{tu}^{\max} = 5.482 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 3.825 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 10.65 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S:} \quad M_{tser}^{\max} = 3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 2.755 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

a. Ferrailage longitudinal en travée :

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14.17 \times \left(175 - \frac{40}{2} \right) = 57.105 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} = 57.105 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 5.482 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Tableau (III.17) : tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	CNF (cm ²)	Choix
5.482	0,019	Oui	0,0239	17.33	347.83	2,02	1.00	1.37	3T10=2.36 cm ²

f. Ferrailage longitudinal sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 3.825 \text{ kN.m} < M_{tab} = 57.1 \text{ kN.m}$

\Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau (III.19) : Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	CNF	Choix
3.825	0,0135	Oui	0,0169	17.38	347.83	0.63	0	1.37	1T12=1.13 cm ²

g. Vérification :

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Effort tranchant : [3] [A.5.1.1].

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 10.65 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

h. Ferrailage au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 9.6 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{9.6 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 175} = 0,50 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,036 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{10.065 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 175} = 0,53 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2.36m^2 \geq \frac{T_u \frac{\max \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s^2}}{\sigma_s^2} = 0.02cm^2 \text{ vérifiée}$$

i. Vérification des contraintes :

- Vérification des contraintes des armatures

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.

- Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

- Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=15cm$ (appuis) ; $c=c'=2.5cm$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

Tableau (III.20) : Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	3.98	2.36	3.85	7832.26	1.95	Vérifiée
Appuis	2.755	1.13	4.08	8657.81	1.29	Vérifiée

j. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Avec:

$h = 20\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 17.5\text{cm}$; $L = 3.2\text{ m}$; $M_{\text{tser}} = 3.98\text{kNm}$; $M_0 = 7.65\text{ kN.m}$; $A_s = 3.93\text{cm}^2$;
 $f_e = 400\text{MPa}$.

$$\frac{h}{L} = 0,065 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,065 < 0,65 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

k. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e = 235\text{MPa}$).

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad [2][\text{Art A 5.1.2.3}] \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad [2][\text{Art A 5.1.2.2}] \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad [2][\text{Art A 5.1.2.2}] \end{array} \right.$$

- RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

\emptyset_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset_l \leq \text{Min} (0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\emptyset_l = 6\text{mm}$

Donc :

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\emptyset_6 = 0,57\text{cm}^2$

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,15 \\ \bullet S_t \leq 15,75\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,15\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante.} \end{array} \right.$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

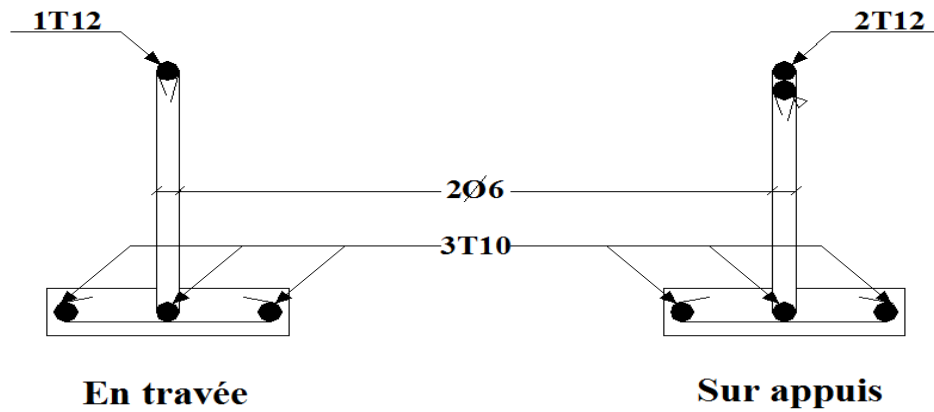


Figure (III.13) : Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.4.3 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$L=65\text{cm}$; $F_c=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1= 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **$5T6=1,41\text{cm}^2$**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

Soit : **$5T6=1,41\text{cm}^2$** $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

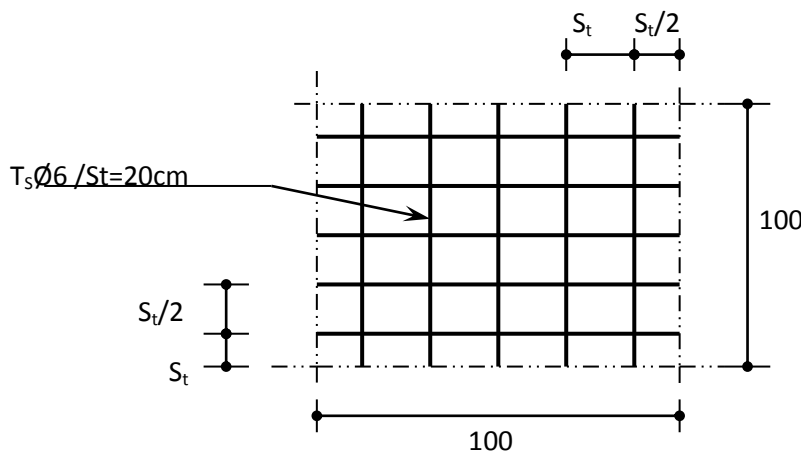


Figure (III.14) : Ferrailage de la dalle de compression.

III.5 Etude de la dalle machine :

III.5.1 Définition :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.5.2 Dimensionnement de la dalle :

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{299}{50} \leq e \leq \frac{299}{40} \rightarrow 5.98 \leq e \leq 7.475 \text{cm}$$

- Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \leq 25 \text{cm}$

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

III.5.3 Evaluation des charges :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0.44
1- Mortier de pose	20	0.02	0.4
2- Dalle en béton	25	0.15	3.75
Charge Permanente	G=4.59 KN/m ²		
Charge exploitation	Q=1 KN/m ²		

Tableau (III.21) : Les charges de la dalle machine.

D'après les recommandations techniques de fabrication des ascenseurs la somme des charges ou des actions appliquées sur cette dalle est :

Poids de la cabine : $4000 \text{Kg} = 40 \text{KN}$.

Poids de la machine : $6550 \text{Kg} = 65.5 \text{kn}$

La charge répartie est :

$$G = \frac{40 + 65.5}{3 \times 3.8} = 9.25 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4.59 + 9.25 = 13.84 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4 Combinaison des charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 20.18 \text{ KN/m}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 14.84 \text{ KN/m}$$

III.5.5 Calcul des efforts : [2] [E.3].

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

III.5.5.1 Sens de la dalle machine :

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{380} \rightarrow \rho = 0.789 < 1$$

La dalle est travaillée dans les deux sens

III.5.5.2 Calcul Des Moments :

- ELU :

$$\mu_x = 0.0584$$

$$\mu_y = 0.5608$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 = 0.0584 \times 20.18 \times 3^2 \Rightarrow M_x = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.5608 \times 10.6 \Rightarrow M_y = 5.947$$

$$\text{- travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 9.015 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 5.054 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- appui} \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 5.303 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 2.973 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\mu_x = 0.0650$$

$$\mu_y = 0.6841$$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 = 0.0650 \times 14.84 \times 3.8^2 \Rightarrow M_x = 13.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.6841 \times 13.92 \Rightarrow M_y = 9.528 \text{ KN.m}$$

$$\text{- travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 11.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 8.098 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- appui} \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 6.964 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 4.764 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.5.3 Ferrailage :

La section de calcul : $(b \times h) = (100 \times 15)$, $d=10\text{cm}$, $c=5\text{cm}$

a. Ferrailage en travée :

Tableau (III.22) : ferrailage au niveau de travée.

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	S_t cm
Sens x	9.015	0.0636	0.082	96.72	2.02	5T10	3.93	20
Sens y	5.054	0.0356	0.045	98.27	1.47	5T10	3.93	20

b. Ferrailage sur appui :

Tableau (III.23) : ferrailage au niveau de l'appui.

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	S_t cm
Sens x	5.303	0.037	0.047	98.12	1.55	5T10	3.93	20
Sens y	2.973	0.0209	0.026	98.96	0.86	5T10	3.93	20

Vérification de l'espacement :

- Sens x : $S_t=20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée
- Sens y : $S_t=20\text{cm} \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée

c. Armatures transversales : [3] [B.6.7].

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée : [3] [A.5.1.1].

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 x d}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 L_y \cdot L_x} = \frac{20.18 \cdot 3 \cdot 3.8}{2 \cdot 3.8 + 3} = 21.7$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{20.18 \cdot 3}{3} = 20.18$$

$$\tau_u = \frac{21.7 \times 10^4}{1000 \times 100} = 2.17 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.4 Vérifications des sections d'armatures :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$P_0 = 0.8/1000$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_x} = 0.78$$

$$= \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \cdot \square = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$= \rho_0 \cdot b \cdot \square = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'ELS :

1. Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

CHAPITRE III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Position de l'axe neutre "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$As' = 0 ; As = 5.65\text{cm}^2 ; n=15 \Rightarrow y=2.72\text{m}$$

Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 3365.75\text{cm}^4$$

- Travée x :

$$\sigma_{bc} = \frac{11.838 * 10^6}{3365.75} 2.72 = 9.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Travée y :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.098 * 10^6}{3365.75} 2.72 = 6.5 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Appui x :

$$\sigma_{bc} = \frac{6.964 * 10^6}{3365.75} 2.72 = 5.6 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Appui y :

$$\sigma_{bc} = \frac{4.764 * 10^6}{3365.75} 2.72 = 3.84 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{2 * Mx} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,05 > 0,042 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0039 \leq 0,0083 \quad \text{vérifiée} \\ 0,05 \geq 0,04a0.03 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre on a ferrailé tous les éléments secondaires de notre structure.

CHAPITRE 4
« Etude dynamique »

IV.1 Introduction :

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel ETABS V18, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2 Étude dynamique :**IV.2.1 Objectifs :**

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3 Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- {A} : Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique". En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en(ω²).

Les (n) solutions(ω₁², ω₂², ω₃², ... ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω₁ et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i}_i ou forme modale (modal Shape).

IV.3 Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel calcule par éléments finis, « ETABS V18 » est utilisé.

IV.3.1 Description du logiciel « ETABS V18 » :

« ETABS V18 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique

« ETABS V18 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP et SAFE).

IV.3.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

-
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.
 - Poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
 - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
 - Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
 - Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.3 Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité $\beta Q, [1]$ [Tab.4.5], (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.4 Étude Sismique :

IV.4.1 Introduction :

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.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

a. Méthode statique équivalente : [1] [4.2].

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.

- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures.

b. Méthode dynamique modale spectrale : [1] [4.3].

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. Pour notre structure étudiée présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA99V2003, [1] [4.1.2.b], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'ETABS V18'.

IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.2.1 Principe :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.2.2 Le spectre de réponse de calcul : [1] [4.3.3].

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

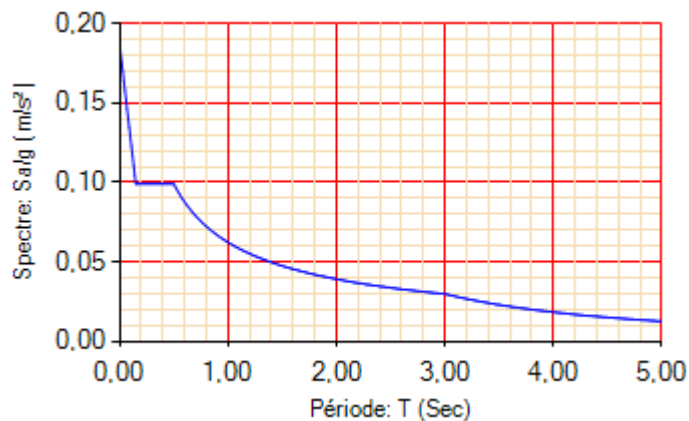


Figure (IV.1) : Spectre de réponse.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.4.3 Procédure de calcul :

IV.4.3.1 Calcul de la force sismique total : [1] [4.2.1].

$$v = \frac{ADQ}{R} W$$

- **Coefficient d'accélération A :[1] [Tab.4.1].**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIa, groupe d'usage 2) → A = 0,15.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 : [1] [Tab.4.7].

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{matrix} \right\} \text{ site S3.}$$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : [1] [Tab.4.2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 7\%. \\ \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \mathbf{0,882} \end{array} \right.$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « **RPA99version2003** ». [1] [4.2.4].

$$\text{Soit : } \mathbf{T_f = C_T (h_N)^{3/4}}$$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : [1] [tab 4.6].

$$\mathbf{C_T = 0,075.}$$

$$T_f = 0,075 (32.02)^{3/4} = 1,01s.$$

$$\text{Soit : } \mathbf{T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}}$$

Avec :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=32.02m$

$$\text{Suivant la direction (x - x) : } L_x = 18.5m \quad T_{fx} = \frac{0,09 \times 32.02}{\sqrt{18.5}} = 0,68s$$

$$\text{Suivant la direction (y - y) : } L_y = 12.75m \quad T_{fy} = \frac{0,09 \times 32.02}{\sqrt{12.75}} = 0,81s$$

Selon l'article [1] [4.2.4] R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30% :

$$T_{numérique} > 1.3 * T_{amérique}$$

$$\text{Alors } 1.3 * T_{amérique} = 1.31s$$

$$D'o\grave{u} : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,68}\right)^{2/3} = 1,792$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,81}\right)^{2/3} = 1,595$$

- **Facteur de qualité Q** : [1] [Tab.4.4].

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaites ou non :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'éxecution	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve : Q=1.20

- **Le Poids Total De La Structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est class e pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). [1] [tab 4.5].

- Coefficient de comportement R : [1] [Tab4.3].

[Est en fonction du système de contreventement nous avons choisie] : $R = 5$ (contreventer par des voiles et portique).

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0.15)(1.804)(1.2)}{5} W & \Rightarrow V_x = 0.0649 W \\ V_y = \frac{(0.15)(1.602)(1.2)}{5} W & \Rightarrow V_y = 0.0576 W \end{cases}$$

IV.4.3.2 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. [1] [4.3.6].

IV.4.3.3 Vérification des déplacements inter étage : [1] [4.4.3].

On doit vérifier : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

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

$-\Delta_k^x$: Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

$-\delta_{ek}^x$: est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

-Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

-L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5 RESULTATS DE L'ANALYSE :

Le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification des déplacements (en tête et inter étage).
- Vérification de l'effort normal réduit à la base.
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification de l'interaction (voiles / portique)
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ .

IV.5.1 Modèle N°=1 (sans voiles) :

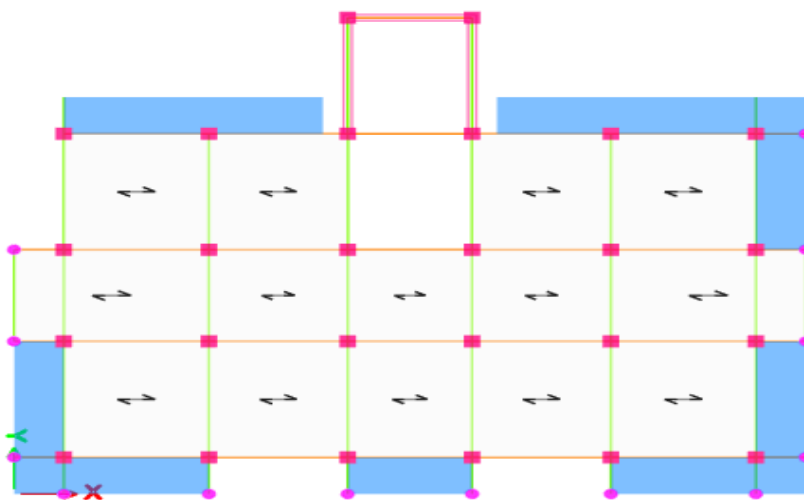


Figure (IV.2) : modèle N°=1 sans les voiles.

Tableau (IV.2) : sections des poteaux.

NIVEAUX	Poteaux carrés (Cm2)
RDC-1 ^{er}	45x45
2 ^{eme} à 4 ^{eme}	40x40
5 ^{eme} à 7 ^{eme}	35x35
8 ^{eme} - 9 ^{eme}	30x30

a. Analyse Modale :

		Facteur de participation massique					
Modes	Période(s)	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,41	0,5664	0,0005	0	0,5664	0,0005	0
2	0,835	0,0012	0,6959	0	0,5676	0,6964	0
3	0,639	0,1842	0,0009	0	0,7518	0,6973	0
4	0,468	0,1015	0,0001	0	0,8533	0,6974	0
5	0,257	0,0182	1,242E-05	0	0,8716	0,6974	0
6	0,197	0,0004	0,1918	0	0,872	0,8892	0
7	0,17	0,0111	1,655E-05	0	0,8831	0,8892	0
8	0,153	0,0677	0,0004	0	0,9507	0,8896	0
9	0,123	0,0074	0	0	0,9582	0,8896	0
10	0,096	0,0024	0	0	0,9606	0,8896	0
11	0,084	0,0002	0,0632	0	0,9608	0,9527	0

Tableau (IV.3) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,41s > T_{amérique} = 1.31s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

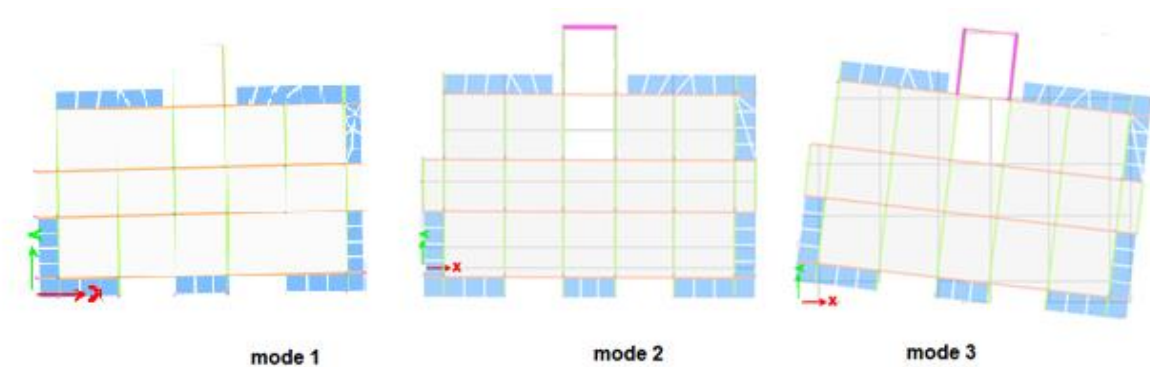


Figure (IV.3) : les trois premiers modes (modèle N°=1).

c. Résultantes des forces sismiques

- $W = 23054,41$.

$$V^x = 0.0649 * 23054,41 = 1497,33 \Rightarrow 0.8V^x = 1197,86kN$$

$$V^y = 0.0576 * 23054,41 = 1329,84 \Rightarrow 0.8V^y = 1063,86kN$$

- D'après le fichier des résultats du **ETABS V18** on a : $\begin{cases} V_t^x = 814.96kN \\ V_t^y = 1210,44kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.46 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.87 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.46 \\ r_y = 0.87 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0,8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t^x}$.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$

- Dans le sens X-X :

Tableau (IV.4) : Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,641	3,205	0	3,21	408,0	0,786	Vérifiée
Etage 1	1,3105	6,5525	3,205	3,35	306,0	1,094	Vérifiée
Etage 2	1,9861	9,9305	6,5525	3,38	360,0	0,938	Vérifiée
Etage 3	2,6342	13,171	9,9305	3,24	306,0	1,059	Vérifiée
Etage 4	3,2441	16,2205	13,171	3,05	306,0	0,997	Vérifiée
Etage 5	3,8585	19,2925	16,2205	3,07	306,0	1,004	Vérifiée
Etage 6	4,4019	22,0095	19,2925	2,72	306,0	0,888	Vérifiée
Etage 7	4,8638	24,319	22,0095	2,31	306,0	0,755	Vérifiée
Etage 8	5,2767	26,3835	24,319	2,06	306,0	0,675	Vérifiée
Etage 9	5,5791	27,8955	26,3835	1,51	306,0	0,494	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau (IV.5) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k / h_k (% h_k)	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	0,0968	0,484	0	0,48	408,0	0,119	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	0,235	1,175	0,484	0,69	306,0	0,226	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	0,4131	2,0655	1,175	0,89	360,0	0,247	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	0,6204	3,102	2,0655	1,04	306,0	0,339	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	0,847	4,235	3,102	1,13	306,0	0,370	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	1,0891	5,4455	4,235	1,21	306,0	0,396	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	1,3356	6,678	5,4455	1,23	306,0	0,403	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	1,5804	7,902	6,678	1,22	306,0	0,400	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	1,8234	9,117	7,902	1,22	306,0	0,397	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	2,0568	10,284	9,117	1,17	306,0	0,381	Vérifiée

IV.5.2 Modèle N°=2 (avec voiles) :

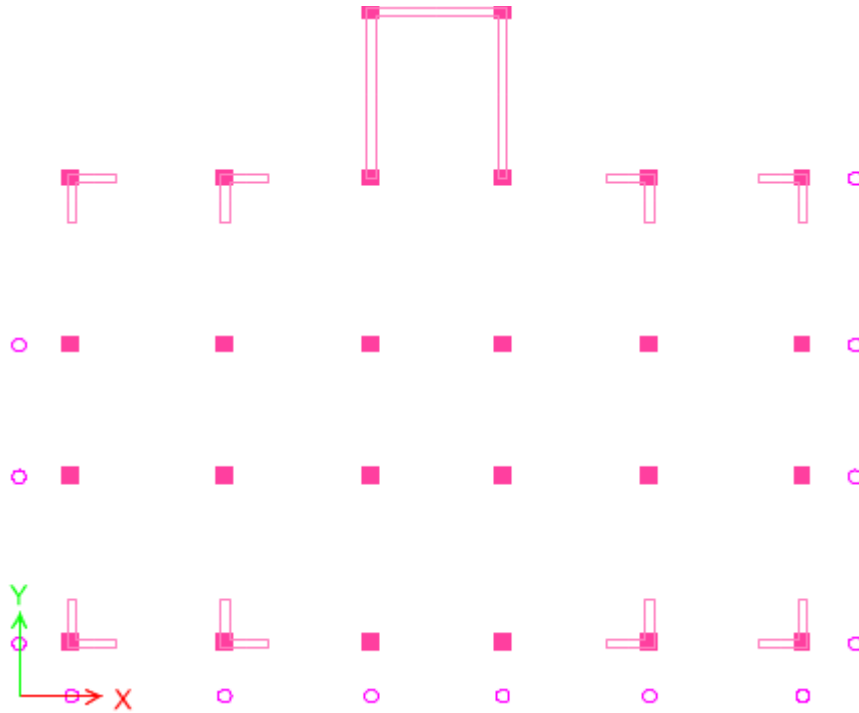


Figure (IV.4) : disposition des voiles.

a. Analyse Modale :

Tableau (IV.6) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,027	0,5604	0,0006	0	0,5604	0,0006	0
2	0,765	0,0011	0,7044	0	0,5616	0,7051	0
3	0,571	0,1912	0,0005	0	0,7527	0,7056	0
4	0,311	0,0935	0,0001	0	0,8462	0,7057	0
5	0,188	0,0003	0,1818	0	0,8465	0,8874	0
6	0,154	0,0196	2,869E-06	0	0,8661	0,8874	0
7	0,146	0,0676	0,0003	0	0,9337	0,8877	0
8	0,09	0,0144	5,679E-06	0	0,9482	0,8877	0
	0,082	0,0001	0,0609	0	0,9483	0,9486	0

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.027s < T_{amérique} = 1.31s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

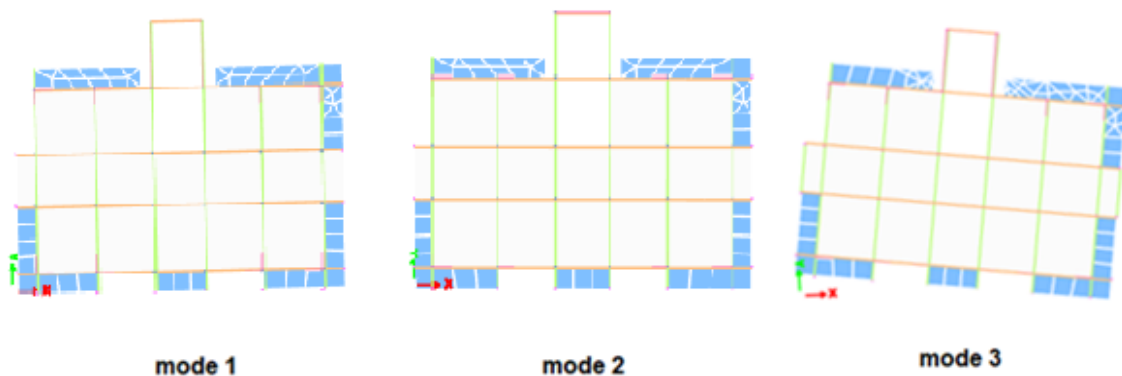


Figure (IV.5) : les trois premiers modes (Modèle N°=2).

c. Résultantes des forces sismiques :

- $W = 25541,69kN.$

$$V^x = 0.0649 * 25541,69 = 1645,91 \Rightarrow 0.8V^x = 1316,72N$$

$$V^y = 0.0576 * 25541,69 = 1462,01 \Rightarrow 0.8V^y = 1169,60kN$$

- D'après le fichier des résultats du **ETABS V18** on a : $\begin{cases} V_t^x = 1046,63 \text{ kN} \\ V_t^y = 1412,19kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,25 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,82 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.25 \\ r_y = 0.82 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0,8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t^x}$.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$

- **Dans le sens X-X :**

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,2184	1,092	0	1,09	408,0	0,268	Vérifiée
Etage 1	0,5568	2,784	1,092	1,69	306,0	0,553	Vérifiée
Etage 2	0,9392	4,696	2,784	1,91	360,0	0,531	Vérifiée
Etage 3	1,3324	6,662	4,696	1,97	306,0	0,642	Vérifiée

Etage 4	1,7158	8,579	6,662	1,92	306,0	0,626	Vérifiée
Etage 5	2,0787	10,3935	8,579	1,81	306,0	0,593	Vérifiée
Niveaux	2,4071 (Cm)	12,0355 (Cm)	10,3935 (Cm)	1,64 (Cm)	306,0 (Cm)	0,537 (%)	Observation
Etage 7	2,6938	13,469	12,0355	1,43	306,0	0,468	Vérifiée
RDC	0,0756	0,378	0	0,38	408,0	0,093	Vérifiée
Etage 8	2,9397	14,6985	13,469	1,23	306,0	0,402	Vérifiée
Etage 1	0,1972	0,986	0,378	0,61	306,0	0,199	Vérifiée
Etage 9	3,1503	15,7515	14,6985	1,05	306,0	0,344	Vérifiée
Etage 2	0,3539	1,7695	0,986	0,78	360,0	0,218	Vérifiée

Tableau (IV.7) : Déplacements inter étage suivant X-X.

- Dans le sens Y-Y :

Tableau (IV.8) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.

	Etage 3	0,5362	2,681	1,7695	0,91	306,0	0,298	Vérifiée
	Etage 4	0,7341	3,6705	2,681	0,99	306,0	0,323	Vérifiée
	Etage 5	0,9411	4,7055	3,6705	1,04	306,0	0,338	Vérifiée
Niveaux		La section adoptée (cm²)			N (KN)			Observation
	Etage 6	b (cm) 498	h (cm) 749	Aire (cm ²) 7055	1,04	U 306,0	0,341	Vérifiée
RDC	Etage 7	45,3549	456,7745	20255,749	1255,7403	306,0	0,335	Vérifiée
	Etage 8	45,5546	457,773	20255,7745	959,0600	306,0	0,326	Vérifiée
	Etage 9	40,7465	408,7325	16007,773	772,2396	306,0	0,314	Vérifiée

e. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

- Poteaux carrés :

Tableau (IV.9) : effort normal réduit poteaux carrés.

<i>Etage 3</i>	40	40	1600	672,40	0,168	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	40	40	1600	574,48	0,144	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	35	35	1225	476,71	0,156	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	35	35	1225	381,84	0,125	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	35	35	1225	289,25	0,094	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	30	30	900	196,28	0,087	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	30	30	900	105,43	0,047	Vérifiée

- Poteaux circulaires :

Tableau (IV.10) : effort normal réduit poteaux circulaires.

f. Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ : [1] [.5.9] .

<i>Niveaux</i>	<i>La section adoptée (cm²)</i>		<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>D (cm)</i>	<i>Aire (cm²)</i>			
<i>RDC</i>	30	706,5	449,51	0,254	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	30	706,5	442,39	0,250	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	30	706,5	346,92	0,196	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	30	706,5	281,42	0,159	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	30	706,5	223,74	0,127	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	30	706,5	174,57	0,099	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	30	706,5	131,05	0,074	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	30	706,5	98,21	0,056	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	30	706,5	70,80	0,040	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	30	706,5	38,45	0,022	Vérifiée

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

9 ^{ème}	2446,907	2446,907	0,0096	297,544	3,06	0,001	<0,1	ok
8 ^{ème}	4928,9736	7375,8806	0,01	540,7975	3,06	0,001	<0,1	ok
7 ^{ème}	7469,7591	14845,6397	0,0103	729,4475	3,06	0,001	<0,1	ok
6 ^{ème}	10010,5446	24856,1843	0,0104	891,754	3,06	0,001	<0,1	ok
NIV	V_{x,tot} (KN)	V_{x,portique} (KN)	V_{port} %	V_{y,tot} (KN)	V_{y,portique} (KN)	V_{port} %	Condition	Obs
5 ^{ème}	12551,3301	37407,5144	0,0104	1027,7546	3,05	0,002	<0,1	ok
4 ^{ème}	15160,4608	52567,9752	0,0099	1143,4688	3,05	0,002	<0,1	ok
3 ^{ème}	17769,9073	70337,8825	0,0091	1240,3875	3,06	0,002	<0,1	ok
2 ^{ème}	20379,3538	90717,2363	0,0078	1317,2625	3,06	0,002	<0,1	ok
1 ^{er}	23067,4033	113784,6396	0,0061	1380,1966	3,06	0,002	<0,1	ok
RDC	25541,6948	139326,3344	0,0038	1412,191	4,08	0,001	<0,1	ok

Tableau (IV.12) : Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens Y.

g. Vérification des conditions du facteur de comportement R : [1] [3.4.4.a].

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[1], les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et doivent reprendre 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.

g.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=29216,44KN$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}= 10754,47 KN$.

$P_{voiles}/ P_{Tot}=37 \% > 20\%$.

g.2 Justification des portiques sous charges horizontale :

Tableau (IV.13) : Justification des portiques sous 25 % de l'effort tranchant d'étage.

9	233,17	224,76	96,39	297,54	265,93	89,37	25	Vérifié
8	446,31	417,30	93,50	540,79	476,89	88,18	25	Vérifié
7	633,11	569,16	89,89	729,44	632,31	86,68	25	Vérifié
6	792,43	695,40	87,75	891,75	763,23	85,58	25	Vérifié
5	922,46	805,25	87,29	1027,75	878,26	85,45	25	Vérifié
4	1033,10	905,44	87,64	1143,46	975,28	85,29	25	Vérifié
3	1131,62	999,80	88,35	1240,38	1056,12	85,14	25	Vérifié
2	1215,43	1087,00	89,43	1317,26	1126,16	85,49	25	Vérifié
1	1283,48	1160,91	90,45	1380,19	1183,67	85,76	25	Vérifié
RDC	1316,72	1197,86	90,97	1412,19	1210,44	85,71	25	Vérifié

- Conclusion :

Etant donné que :

- les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est ne pas vérifier. Alors on va essayer d'augmenter les sections des poteaux.

IV.5.3 Modèle N°=3 (avec voiles) :

NIVEAUX	Poteaux carrés	Voiles
----------------	-----------------------	---------------

	(Cm2)	(Cm)
RDC-1 ^{er}	55X55	20
2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50X50	20
5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45X45	20
8 ^{eme} - 9 ^{eme}	40X40	20

Tableau (IV.14) : sections des poteaux et des voiles

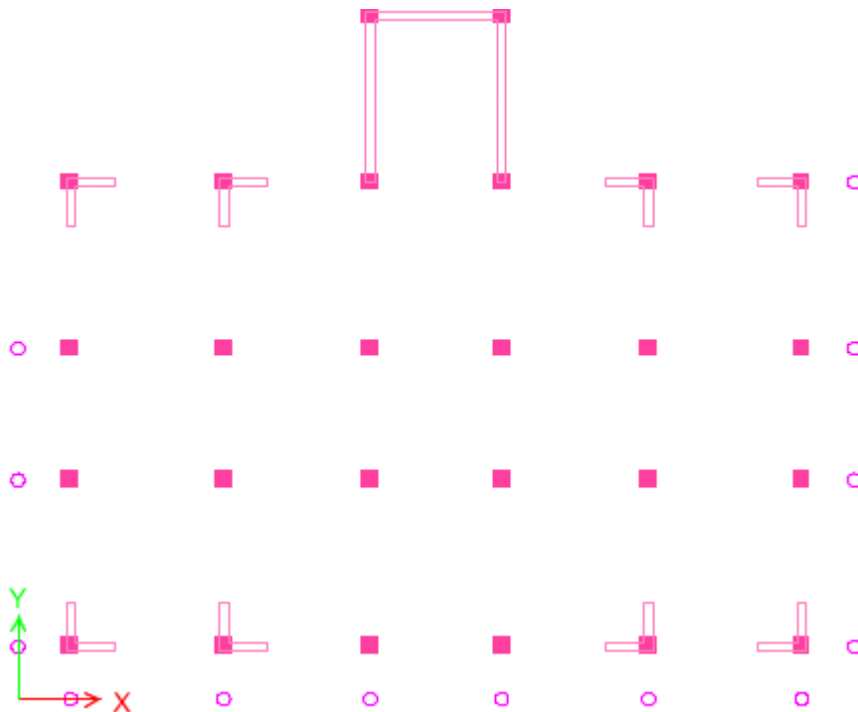


Figure (IV.6) : disposition des voiles.

a. Analyse Modale :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,993	0,5677	0,0005	0	0,5677	0,0005	0
2	0,713	0,001	0,7075	0	0,5687	0,708	0
3	0,554	0,1817	0,0007	0	0,7504	0,7087	0
4	0,298	0,0949	0,0001	0	0,8453	0,7088	0
5	0,177	0,0003	0,1799	0	0,8456	0,8887	0
6	0,148	0,0085	0,000009	0	0,8542	0,8887	0
7	0,143	0,0785	0,0004	0	0,9327	0,8891	0
8	0,087	0,0145	0,000005	0	0,9471	0,8891	0

Tableau (IV.15) : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0,993 s < T_{\text{Amérique}} = 1.31s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

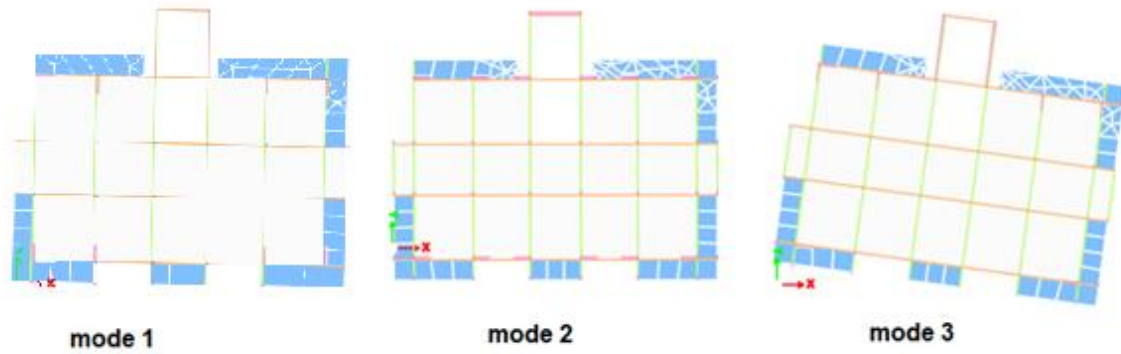


Figure (IV.7) : les trois premiers modes (modèle N°=3).

c. Résultantes des forces sismiques :

- $W = 27164,52kN$.

$$V^x = 0.0649 * 27164,52 = 1764.087 \Rightarrow 0.8V^x = 1411.26kN$$

$$V^y = 0.0576 * 27164,52 = 1565.661 \Rightarrow 0.8V^y = 1252.52kN$$

- D'après le fichier des résultats du **ETABS V18** on a : $\begin{cases} V_t^x = 1137.93 \text{ kN} \\ V_t^y = 1575.07kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,19 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,79 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.19 \\ r_y = 0.79 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0,8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t^x}$.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

- Dans le sens X-X :

Tableau (IV.16) : Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,2096	1,048	0	1,05	408,0	0,257	Vérifiée

<i>Etage 1</i>	0,5351	2,6755	1,048	1,63	306,0	0,532	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	0,9052	4,526	2,6755	1,85	360,0	0,514	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	1,2862	6,431	4,526	1,91	306,0	0,623	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	1,6561	8,2805	6,431	1,85	306,0	0,604	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	2,0025	10,0125	8,2805	1,73	306,0	0,566	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	2,3119	11,5595	10,0125	1,55	306,0	0,506	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	2,5779	12,8895	11,5595	1,33	306,0	0,435	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	2,8007	14,0035	12,8895	1,11	306,0	0,364	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	2,9861	14,9305	14,0035	0,93	306,0	0,303	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau (IV.17) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
<i>RDC</i>	0,0731	0,3655	0	0,37	408,0	0,090	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	0,1888	0,944	0,3655	0,58	306,0	0,189	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	0,3365	1,6825	0,944	0,74	360,0	0,205	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	0,5074	2,537	1,6825	0,85	306,0	0,279	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	0,6916	3,458	2,537	0,92	306,0	0,301	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	0,8826	4,413	3,458	0,96	306,0	0,312	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	1,0733	5,3665	4,413	0,95	306,0	0,312	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	1,259	6,295	5,3665	0,93	306,0	0,303	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	1,4375	7,1875	6,295	0,89	306,0	0,292	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	1,6067	8,0335	7,1875	0,85	306,0	0,276	Vérifiée

e. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

<i>Niveaux</i>	<i>La section adoptée (cm²)</i>			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Aire (cm²)</i>			

Otre 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

- **Poteaux carrés :**

<i>RDC</i>	55	55	3025	1687,30	0,223	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	55	55	3025	1291,45	0,171	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	50	50	2500	901,89	0,144	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	50	50	2500	721,94	0,116	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	50	50	2500	616,34	0,099	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	45	45	2025	511,04	0,101	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	45	45	2025	409,47	0,081	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	45	45	2025	309,24	0,061	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	40	40	1600	208,86	0,052	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	40	40	1600	111,86	0,028	Vérifiée

Tableau (IV.18) : effort normal réduit poteaux carrés.

- Poteaux circulaires :

Tableau (IV.19) : effort normal réduit poteaux circulaires.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)		N (KN)	U	Observation
	D (cm)	Aire (cm ²)			
<i>RDC</i>	30	706,5	418,49	0,237	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	30	706,5	411,29	0,233	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	30	706,5	319,28	0,181	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	30	706,5	242,43	0,137	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	30	706,5	187,68	0,106	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	30	706,5	142,85	0,081	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	30	706,5	108,80	0,062	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	30	706,5	93,48	0,053	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	30	706,5	70,09	0,040	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	30	706,5	34,63	0,020	Vérifiée

f. Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ : [1] [5.9].

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Dans le sens X-X :

Etage	P _k (kN)	P _{cum} (kN)	ΔK(m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Vérif
9 ^{ème}	2574,297	2574,29	0,0093	239,9391	3,06	0,001	<0,1 ok
8 ^{ème}	5183,743	7758,04	0,0111	468,2475	3,06	0,001	<0,1 ok
7 ^{ème}	7871,793	15629,83	0,0133	670,2863	3,06	0,002	<0,1 ok
6 ^{ème}	10559,84	26189,67	0,0155	843,3784	3,06	0,002	<0,1 ok
5 ^{ème}	13247,89	39437,56	0,0173	984,9045	3,06	0,003	<0,1 ok
4 ^{ème}	16024,17	55461,73	0,0185	1104,772	3,06	0,004	<0,1 ok
3 ^{ème}	18800,77	74262,50	0,0191	1210,7389	3,06	0,004	<0,1 ok
2 ^{ème}	21577,36	95839,86	0,0185	1300,9468	3,06	0,005	<0,1 ok
1 ^{er}	24452,44	120292,30	0,0163	1374,2761	3,06	0,005	<0,1 ok
RDC	27181,62	147473,9298	0,0105	1411,0409	4,08	0,003	<0,1 ok

Tableau (IV.20) : Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens X.

- Dans le sens Y-Y :

Etage	Pk(kN)	Pcum(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	θ	Vérif
9 ^{ème}	2574,297	2574,2967	0,085	316,7982	3,06	0,003	<0,1 ok
8 ^{ème}	5183,743	7758,04	0,089	589,0427	3,06	0,004	<0,1 ok
7 ^{ème}	7871,793	15629,8329	0,093	803,7261	3,06	0,006	<0,1 ok
6 ^{ème}	10559,84	26189,6755	0,095	989,4437	3,06	0,009	<0,1 ok
5 ^{ème}	13247,89	39437,5677	0,096	1145,2164	3,06	0,011	<0,1 ok
4 ^{ème}	16024,17	55461,7389	0,092	1276,9053	3,06	0,014	<0,1 ok
3 ^{ème}	18800,77	74262,5049	0,085	1385,9483	3,06	0,015	<0,1 ok
2 ^{ème}	21577,36	95839,8656	0,074	1470,9962	3,06	0,016	<0,1 ok
1 ^{er}	24452,44	120292,3083	0,058	1539,3984	3,06	0,015	<0,1 ok
RDC	27181,62	147473,9298	0,037	1575,0712	4,08	0,009	<0,1 ok

Tableau (IV.21) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.

g. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

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[1], les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et doivent reprendre 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.

g.3 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=27181,62KN$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}= 8599,5595 KN$.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 31,6 \% > 20\%$.

NIV	V _{Xtot} (KN)	V _{X portique} (KN)	V _{port} %	V _{Ytot} (KN)	V _{y portique} (KN)	V _{port} %	Condition	Obs
9	239,9391	209,6803	87,38	316,7982	234,05	89,28	25	Vérifié
8	468,2475	392,6751	83,86	589,0427	429,51	88,12	25	Vérifié
7	670,2863	534,3081	79,71	803,7261	578,55	86,70	25	Vérifié
6	843,3784	656,0456	77,78	989,4437	705,60	85,61	25	Vérifié
5	984,9045	764,5495	77,62	1145,2164	816,48	85,45	25	Vérifié
4	1104,772	858,5044	77,70	1276,9053	909,37	85,31	25	Vérifié
3	1210,7389	943,3796	77,91	1385,9483	984,83	85,15	25	Vérifié
2	1300,9468	1020,7272	78,46	1470,9962	1047,69	85,45	25	Vérifié
1	1374,2761	1087,9094	79,16	1539,3984	1098,87	85,74	25	Vérifié
RDC	1411,0409	1124,5727	79,69	1575,0712	1125,65	85,74	25	Vérifié

g.4 Justification des portiques sous charges horizontale :

Tableau (IV.22) : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Conclusion :

Etant donné que :

- les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est ne pas vérifier. Alors on doit changer le coefficient de comportement de 5 à 3.5 (voiles porteurs) et refaire toutes les vérifications.

IV.5.4 Modèle N°=3 (Résultat d'analyse avec coefficient de comportement 3.5) :

$$V_x = \frac{(0.15)(1.804)(1.2)}{3.5} w \quad \Rightarrow V_x = 0,0927 W$$

$$V_y = \frac{(0.15)(1.602)(1.2)}{3.5} w \quad \Rightarrow V_y = 0,0824 W$$

a. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0,993s < T_{amérique} = 1.31s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

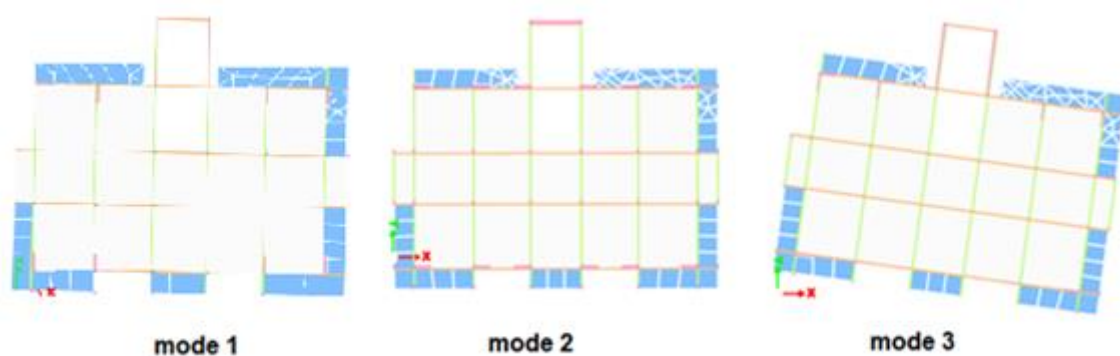


Figure (IV.8) : les trois premiers modes (modèle N°=4).

b. Résultantes des forces sismiques :

- $W = 27164,52kN$.

$$V^x = 0,0927 * 27164,52 = 27164,52 \Rightarrow 0,8V^x = 2016,31kN$$

$$V^y = 0,0824 * 27164,52 = 2238,46 \Rightarrow 0,8V^y = 1790,76kN$$

- D'après le fichier des résultats du **ETABS V18** on a : $\begin{cases} V_t^x = 1614,41 \text{ kN} \\ V_t^y = 2249,21kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$.

- $V_t^x < 0,8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t^x}$.
- $\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.24 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.79 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.24 \\ r_y = 0.79 \end{cases}$

c. Vérification des Déplacements inter étage :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$

- **Dans le sens X-X :**

Tableau (IV.23) : Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,3005	1,05175	0	1,05	408,0	0,258	Vérifiée
Etage 1	0,7671	2,68485	1,05175	1,63	306,0	0,534	Vérifiée
Etage 2	1,2978	4,5423	2,68485	1,86	360,0	0,516	Vérifiée
Etage 3	1,8438	6,4533	4,5423	1,91	306,0	0,625	Vérifiée
Etage 4	2,3739	8,30865	6,4533	1,86	306,0	0,606	Vérifiée
Etage 5	2,8705	10,04675	8,30865	1,74	306,0	0,568	Vérifiée

Etage 6	3,3141	11,59935	10,04675	1,55	306,0	0,507	Vérifiée
Etage 7	3,6957	12,93495	11,59935	1,34	306,0	0,436	Vérifiée
Etage 8	4,0153	14,05355	12,93495	1,12	306,0	0,366	Vérifiée
Etage 9	4,2813	14,98455	14,05355	0,93	306,0	0,304	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau (IV.24) : Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,1036	0,3626	0	0,36	408,0	0,089	Vérifiée
Etage 1	0,2678	0,9373	0,3626	0,57	306,0	0,188	Vérifiée
Etage 2	0,4774	1,6709	0,9373	0,73	360,0	0,204	Vérifiée
Etage 3	0,7199	2,51965	1,6709	0,85	306,0	0,277	Vérifiée
Etage 4	0,9812	3,4342	2,51965	0,91	306,0	0,299	Vérifiée
Etage 5	1,2522	4,3827	3,4342	0,95	306,0	0,310	Vérifiée
Etage 6	1,5228	5,3298	4,3827	0,95	306,0	0,310	Vérifiée
Etage 7	1,7861	6,25135	5,3298	0,92	306,0	0,301	Vérifiée
Etage 8	2,0394	7,1379	6,25135	0,89	306,0	0,290	Vérifiée
Etage 9	2,2794	7,9779	7,1379	0,84	306,0	0,275	Vérifiée

d. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

<i>Niveaux</i>	<i>La section adoptée (cm²)</i>			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Aire (cm²)</i>			
<i>RDC</i>	55	55	3025	2190,51	0,290	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	55	55	3025	1655,87	0,219	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	50	50	2500	1138,86	0,182	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	50	50	2500	834,66	0,134	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	50	50	2500	627,48	0,100	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	45	45	2025	521,04	0,103	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	45	45	2025	417,97	0,083	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	45	45	2025	316,35	0,062	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	40	40	1600	214,24	0,054	Vérifiée

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

- **Poteaux carrés :**

<i>Etage 9</i>	40	40	1600	115,36	0,029	Vérifiée
----------------	----	----	------	--------	-------	----------

Tableau (IV.25) : effort normal réduit poteaux carrés.

- Poteaux circulaires :

Tableau (IV.26) : effort normal réduit poteaux circulaires.

e. Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ [1] [.5.9] :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_{k,hk}} \leq 0,10$$

<i>Niveaux</i>	<i>La section adoptée (cm²)</i>		<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>D (cm)</i>	<i>Aire (cm²)</i>			
<i>RDC</i>	30	706,5	525,14	0,297	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	30	706,5	517,94	0,293	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	30	706,5	394,42	0,223	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	30	706,5	282,20	0,160	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	30	706,5	212,02	0,120	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	30	706,5	157,46	0,089	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	30	706,5	125,99	0,071	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	30	706,5	111,06	0,063	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	30	706,5	84,58	0,048	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	30	706,5	40,81	0,023	Vérifiée

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

« k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Dans le sens X-X :

Etage	Pk(kN)	Pcum(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	θ	Vérif
9 ^{eme}	2574,2966	2574,2966	0,0093	339,1109	3,06	0,001	<0,1 ok
8 ^{eme}	5183,7431	7758,0397	0,0112	671,3205	3,06	0,001	<0,1 ok
7 ^{eme}	7871,7926	15629,8323	0,0134	961,792	3,06	0,001	<0,1 ok
6 ^{eme}	10559,8421	26189,6744	0,0155	1209,8209	3,06	0,002	<0,1 ok
5 ^{eme}	13230,7916	39420,466	0,0174	1411,5195	3,06	0,002	<0,1 ok
4 ^{eme}	16007,0705	55427,5365	0,0186	1583,2444	3,06	0,003	<0,1 ok
3 ^{eme}	18783,6651	74211,2016	0,0191	1735,0098	3,06	0,003	<0,1 ok
2 ^{eme}	21560,2597	95771,4613	0,0186	1865,5257	3,06	0,003	<0,1 ok
1 ^{er}	24435,3415	120206,8028	0,0163	1969,7961	3,06	0,003	<0,1 ok
RDC	27164,5202	147371,323	0,0105	2019,29	4,08	0,002	<0,1 ok

Tableau (IV.27) : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.

- Dans le sens Y-Y :

Etage	Pk(kN)	Pcum(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	θ	Vérif
9 ^{eme}	2574,2966	2574,2966	0,0084	438,5235	3,06	0,001	<0,1 ok
8 ^{eme}	5183,7431	7758,0397	0,0089	830,6312	3,06	0,001	<0,1 ok
7 ^{eme}	7871,7926	15629,8323	0,0092	1140,515	3,06	0,001	<0,1 ok

6 ^{ème}	10559,8421	26189,6744	0,0095	1401,5805	3,06	0,001	<0,1 ok
5 ^{ème}	13230,7916	39420,466	0,0095	1618,5401	3,06	0,001	<0,1 ok
4 ^{ème}	16007,0705	55427,5365	0,0091	1805,2584	3,06	0,001	<0,1 ok
3 ^{ème}	18783,6651	74211,2016	0,0085	1962,7953	3,06	0,002	<0,1 ok
2 ^{ème}	21560,2597	95771,4613	0,0073	2086,9575	3,06	0,002	<0,1 ok
1 ^{er}	24435,3415	120206,8028	0,0057	2180,853	3,06	0,002	<0,1 ok
RDC	27164,5202	147371,323	0,0036	2225,7421	4,08	0,001	<0,1 ok

Tableau (IV.28) : Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens Y.

IV.1 Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées :

Le pourcentage de participation massique est vérifié.

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

L'effort normal réduit à la base est vérifié.

L'effet P-Δ est vérifié.

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

CHAPITRE 5

« Ferrailage des éléments Structuraux »

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes : [1] [7.3.2.3].

Tableau (V.1) : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2 Combinaison d'action :

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

- Selon CBA 93 : [2] [A.3.3.2.1].

Situation durable : ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

- Selon RPA 99 : [1] [5.2].

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

a. Influence de l'effort normal (N_{\max} , M_{corr}) :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{\max} , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison $1.35G+1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corr} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera en prenant N_{\max} et son M_{corr} .

b. Influence du moment (M_{\max} , N_{corr}) :

Dans le cas du moment maximum M_{\max} généralement trouvé avec la combinaison soit $G+Q\pm E$ soit $0.8G\pm E$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{\max} et avec la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera avec M_{\max} et son N_{corr} .

c. Effort normal minimum (N_{\min} , M^{corr}) :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison $0.8G\pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{\min} et son M_{corr} .

- **Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par : [1] [7.4.2.1].

$$* 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

- Poteaux carrés :

Tableau (V.2) : Ferrailages des poteaux carrés.

Combinaison	Effort	Niveaux	Section [cm ²]	N [kn]	M [kn. m]	Sollicitation	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]	A _{smin} RPA	
ELU	N _{max}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-1439,4532	0,2785	SEC	0	0	24,2	
		M _{corr}	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-1103,5972	0,7853	SEC	0	0	20
			5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-672,7258	1,2688	SEC	0	0	16,2
			8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-269,8793	1,4461	SEC	0	0	12,8
	M _{max} N _{corr}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-590,7679	9,6665	SEC	0	0	24,2	
		2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-732,2878	2,8621	SEC	0	0	20	
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-278,8701	10,9492	SEC	0	0	16,2	
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-90,2787	10,5974	SEC	0	0	12,8	
	N _{min}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-197,5301	0,0584	SEC	0	0	24,2	
		M _{corr}	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-188,7779	0,027	SEC	0	0	20
			5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-74,8647	0,0307	SEC	0	0	16,2
			8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-7,768	0,4391	SEC	0	0	12,8
		N _{max}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-2190,5169	-3,8791	SEC	0	0	24,2

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

G+Q+E	M_{corr}	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-1138,8655	-14,8966	SEC	0	0	20
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-521,0455	-0,9456	SEC	0	0	16,2
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-214,2456	0,1382	SEC	0	0	12,8
	M_{max} N_{corr}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-508,8761	142,9329	SPC	0,9	0	24,2
		2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-390,8823	112,2517	SPC	1,43	0	20
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-223,417	84,9458	SEC	2,58	0	16,2
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-51,2902	55,7783	SPC	3,43	0	12,8
	N_{min} M_{corr}	RDC et 1 ^{er}	55x55	543,1869	3,4495	SET	6,98	6,6	24,2
		2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	438,605	13,3846	SET	6,19	5,02	20
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	83,1703	0,9447	SET	1,11	0,97	16,2
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	47,9077	3,9142	SET	0,93	0,27	12,8
	0.8G+E	N_{max} M_{corr}	RDC et 1 ^{er}	55x55	-2031,771	-3,9954	SEC	0	0
2 ^{eme} à 4 ^{eme}			50x50	-1031,0554	-13,7293	SEC	0	0	20
5 ^{eme} à 7 ^{eme}			45x45	-355,7424	-24,7979	SEC	0	0	16,2
8 ^{eme} et 9 ^{eme}			40x40	-160,4253	-14,5748	SEC	0	0	12,8
M_{max}		RDC et 1 ^{er}	55x55	-292,8347	141,9591	SPC	3,35	0	24,2

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

	N_{corr}	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-228,3381	109,7822	SPC	3,33	0	20
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-136,5655	82,0552	SEC	3,5	0	16,2
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-33,0888	52,896	SPC	3,45	0	12,8
	N_{min}	RDC et 1 ^{er}	55x55	621,6578	3,473	SET	7,96	7,57	24,2
	M_{corr}	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	504,4598	12,37	SET	6,52	6,09	20
		5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	109,9427	0,9452	SPC	1,44	1,31	16,2
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	67,5752	5,3381	SET	1,29	0,4	12,8

- Poteaux circulaires :

Tableau (V.3) : Ferrailages des poteaux circulaires.

Combinaison	Effort	Niveaux	diametre [cm]	N [kn]	M [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_{smin} RPA
ELU	N_{max} / M_{corr}	RDC à 9 ^{eme}	30	-276,2996	0,1298	SEC	0	5,652
	M_{max} / N_{corr}		30	-14,5261	-4,1225	SPC	0,47	5,652
	N_{min} / M_{corr}		30	-8,0629	3,3642	SEC	0,48	5,652
G+Q+E	N_{max} / M_{corr}	RDC à 9 ^{eme}	30	-525,1492	-4,0442	SEC	0	5,652
	M_{max} / N_{corr}		30	115,4966	22,1383	SPC	7,91	5,652
	N_{min}		30	204,9082	10,0243	SPC	7,23	5,652

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

	$/M_{corr}$							
0.8G+E	N_{max} / M_{corr}	RDC à 9 ^{eme}	30	-470,3175	-4,0745	SEC	0	5,652
	M_{max} / N_{corr}		30	160,3622	21,7349	SPC	8,94	5,652
	N_{min} / M_{corr}		30	255,5152	10,2178	SPC	8,56	5,652

V.2.3 Choix des armatures :

Tableau (V.4) : Choix des armatures.

	Niveaux	Section [cm ²]	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	55x55	24.13	24.2	4T20+8T16	28.65
	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	18.47	20	4T20+8T16	28.65
	5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	13.57	16.2	12T16	24.13
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	10.8	12.8	4T16+8T14	20.36
Poteaux circulaires	RDC à 9 ^{eme}	30	8.94	5.652	8T12	9.06

V.2.4 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 :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ [2] [A.4.5.2].
- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification. $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$
 Fissuration préjudiciable [3] [A.4.5.33].
 Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$. [3] [A.4.5.34].

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A [3] [A.4.5.33].

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau (V.5) : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (N^{\max} , M^{corr}).

	Niveaux	Section [cm ²]	N_{ser}^{\max} (KN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	55x55	- 1040,4836	0,1949	28.65	46,9	201,63	3,13	15
	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	-798,4034	0,5395	28.65	42,9	201,63	2,86	15
	5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	-487,0424	0,871	24.13	32,8	201,63	2,2	15
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	-195,9944	0,9963	20.36	17,1	201,63	1,16	15
Poteaux circulaires	RDC à 9 ^{eme}	30	-201,1341	0,0939	9.06	36,32	201,63	2,43	15

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau (V.6) : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (M^{\max} , N^{corr}).

	Niveaux	Section [cm ²]	M_{ser}^{\max} (KN.m)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	55x55	-4,1558	-660,9513	28.65	28,2	201,63	1,86	15
	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	6,9729	-430,5531	28.65	26,2	201,63	1,8	15
	5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	7,9057	-203,4011	24.13	18,5	201,63	1,33	15
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	7,6624	-66,1836	20.36	12,5	201,63	1,01	15
Poteaux circulaires	RDC à 9 ^{eme}	30	-2,9988	-10,665	9.06	32,76	201,63	2,43	15

V.2.5 Vérification de L'effort Tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré [3] [A.5.1.1].

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \text{ Poteaux circulaires [3] [A.5.1.1].}$$

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le CBA93 :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

Fissuration peu nuisible : [2] [A.5.1.2.1.1].

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33MPa \rightarrow S.D \\ \bar{\tau}_u = 4.32MPa \rightarrow S.A \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : [2] [A.5.1.2.1.1].

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa \right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50MPa \rightarrow S.D \\ \bar{\tau}_u = 3.26MPa \rightarrow S.A \end{cases}$$

- Selon le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5Mpa) \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon RPA99 ver.03 : [1] [7.4.3.2].

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Poteaux carrés : [1] [7.4.2.2].

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \longrightarrow \lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12} \approx 3.46 \frac{l_f}{a}$$

Poteaux circulaires :

$$\lambda = \frac{\sqrt{16}}{D} \times 0.7 \times l_0 \longrightarrow \lambda = 4 \times \frac{L_f}{D}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats ont regroupé dans les tableaux suivants :

- Poteaux carrés :

Tableau (V.7) : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.

Niveaux	Sections (Cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	53.24	0,0193	16,44	0,075	1.875	3.26	OK
1 ^{er}	55x55	53.24	0,0193	11,94	0,075	1.875	3.26	OK
2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	49.78	0,022	13,14	0,075	1.875	3.26	OK
5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	45.28	0,025	14,60	0,075	1.875	3.26	OK

8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	45.76	0,032	16,42	0,075	1.875	3.26	OK
--------------------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	----

- Poteaux circulaires :

Tableau (V.8) : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires.

Niveaux	Diamètre (Cm)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	30	13.63	0.042	34.81	0,075	1.875	3.26	OK
1 ^{er} a 9 ^{eme}	30	13.63	0.042	24.29	0,075	1.875	3.26	OK

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} [2] [A.5.1.2.2]. \\ A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite. [2] [A.5.1.2.2].} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [1] [7.4.2.2].

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

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.

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ Zone nodale (zone IIa).

$S_t \leq 15\phi_l$ Zone courante (zone IIa).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

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

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).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

- Poteaux carrés :

Tableau (V.9) : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

	Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Poteaux carrés	RDC	55x55	4T20+8T16	20 et 16	15	30
	1 ^{er}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	15	30
	2 ^{eme} à 4 ^{eme}	50x50	4T20+8T16	20 et 16	15	30
	5 ^{eme} à 7 ^{eme}	45x45	12T16	16	15	24
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40x40	4T16+8T14	16 et 14	15	24
Poteaux circulaires	RDC a 9eme	30	8T12	12	12	18

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

- Poteaux carrés :

	Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	
Poteaux carrés	RDC	55x55	2,611	4.74	3,75	53,24	N	15	1.36	6T8	3.02	
							C	30	2.72	6T8	3.02	
	1 ^{er}	55x55	1,897	3.44	3,75	53,24	N	15	1.36	6T8	3.02	
							C	30	2.72	6T8	3.02	
	2 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	1,897	3.79	3,75	49,78	N	15	1.40	6T8	3.02	
							C	30	2.8	6T8	3.02	
	5 ^{ème} à 7 ^{ème}	45x45	1,897	4.21	3,75	45,28	N	15	1.41	6T8	3.02	
							C	24	2.26	6T8	3.02	
	8 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	1,897	4.74	3,75	45,76	N	15	1.60	6T8	3.02	
							C	24	2.57	6T8	3.02	
	Poteaux Circulaire	RDC	30	2,611	8.7	2.5	13.63	N	12	0.34	6T6	1.70
								C	18	0.27	6T6	1.70
1 ^{er} à 9 ^{ème}		30	1,897	6.32	2.5	13.63	N	12	0.34	6T6	1.70	
							C	18	0.27	6T6	1.70	

Tableau (V.10) : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

V.2.7 Longueur de recouvrement : [1] [7.4.2.1].

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=40Ø₁ en zone IIa.

Pour :

- Ø=25mm.....L_r=100cm.
- Ø=20mm.....L_r=80cm.
- Ø=16mm.....L_r=64cm.
- Ø=14mm.....L_r=56cm.
- Ø=12mm.....L_r=48cm.

V.2.8 Ferrailage des poteaux de sous-sol : [2] [B.8.4.1].

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Poteau circulaire $\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2 [m^2]$.

-

➤ **Poteau carré :**

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

N_u (RDC)= 2190,5169 KN

- Poids du plancher..... $5.18 \times 15.84 = 82.84 \text{KN}$
- Poids du poteau..... $(0,55)^2 * (3.06 - 0.35) * 25 = 20.49 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 12.14 \text{KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 7.03 \text{KN}$.

G=122.5KN

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 15.84 = 79.2 \text{KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 284.175 \text{KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)} = N_u \text{ (RDC)} + N_{u1} = 2474.691 \text{KN}$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré $B = 55 \times 55 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15.87 \text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3.06 \cdot 10^2}{15.87} = 13.49 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,819$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809 \text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2474.691 \times 10^3}{0,819} - \frac{2809 \times 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -62.68 \text{cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 2474.691 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s_{\min}} = 24.2 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : $A_s = 4T20 + 8T16 = 28.65 \text{ cm}^2$.

V.2.9 Schéma des ferrillages :

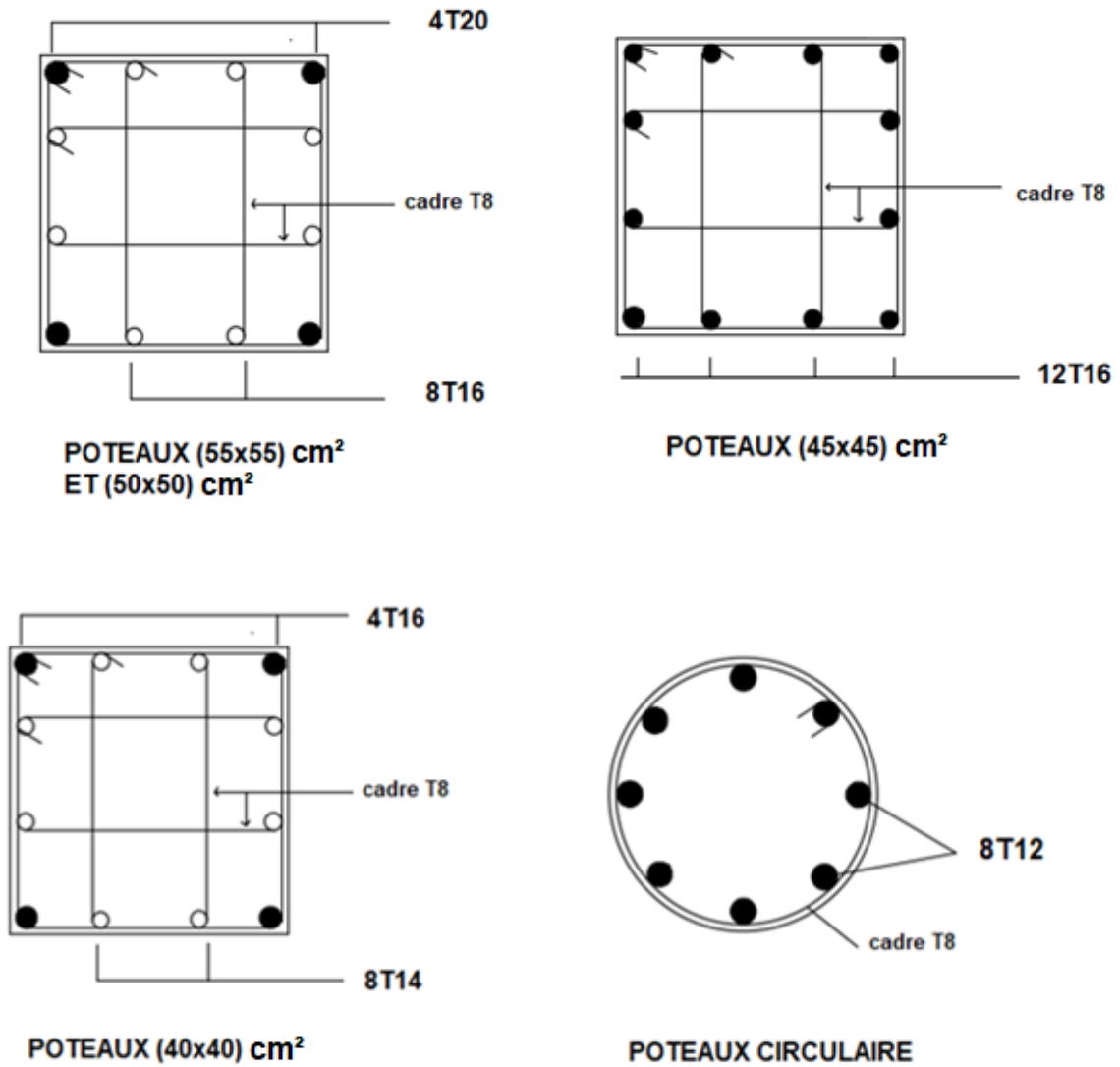


Figure (V.1) : ferrillage des poteaux.

Remarque : pour la vérification de l'espacement horizontale et verticale voir « Annex ».

V.3. Ferrailage des poutres :

V.3.1 Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

• Recommandations selon RPA99 version 2003 : [1] [7.5.2.1].

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2 Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

		Niveaux	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (Cm ²)	A _s ' (Cm ²)

1. Sens porteur 30x35 :

Tableau (V.11) : Ferrailage des poutres porteuses sans bout de voile.

		Etage de bureau	30x35	Travée	26.17	2.6	0	
				Appui	-34.38	0	3.46	
	ELU	Niveaux Etage courant	Section 30x35 (Cm ²)	Position Travée	M_{max} 24.29	A_{s1} 2.41	A_{s2} 0	
				Appui	(49.00)	(Cm ²) 0	(Cm ²) 5.05	
Sans Bout de Voile	ELU	Terrasse Etage de bureau	30x35	Travée	29.74	0.99	0	
				Appui	-54.69	0	5.92	
	G+Q+E	Etage de bureau	30x35	Travée	21.68	1.83	0	
				Appui	-51.09	0	4.51	
		Terrasse Etage courant	30x35	Travée	17.88	1.50	0	
				Appui	-64.23	0	8.82	
	G+Q+E	Terrasse Etage de bureau	30x35	Travée	28.73	2.24	0	
				Appui	-82.74	0	8.63	
	Avec Bout de		Etage de bureau	30x35	Travée	10.34	0.87	0
					Appui	-39.08	0	3.4
		0.8G+E	Etage courant	30x35	Travée	16.21	1.37	0
					Appui	-79.14	0	7.24
		Terrasse	30x35	Travée	18.80	1.60	0	
				Appui	-77.24	0	7.05	

Voile		courant		Appui	-117.53	0	11.4
		Terrasse	30x35	Travée	20.31	1.73	0
				Appui	-88.58	0	8.22
0.8G+E	Étage de bureau	30x35 (Cm ²)	Travée	27.76	2.38	0	0
			Appui	(-78.05)	(Cm ²)	(Cm ²)	(7.13)
ELU	Étage de bureau	30x30	Travée	28.55	0.48	0	0
			Appui	-109.89	0	10.35	0
	Terrasse courant	30x30	Travée	21.46	0.84	0	0
			Appui	-76.97	0	6.82	0

Tableau (V.12) : Ferrailage des poutres porteuses avec bout de voile.

2. Sens non porteur 30x30 :

<p>Sans Bout de Voile</p>		Terrasse	30x30	Travée	3.95	0,46	0
				Appui	-5.82	0	0.68
	<p>G+Q+E</p>	<p>Etage de Niveaux bureau</p>	<p>30x30 Section (Cm²)</p>	Travée	9.91	1.01	0
				Position	M^{\max}	A_s	A_s'
	<p>ELU</p>	<p>Etage Etage de courant bureau</p>	<p>30x30 30x30</p>	Appui	-46.68 (KN.m)	0 (Cm ²)	0 (Cm ²)
				Travée	3.5	0.35	0
	<p>0.8G+E</p>	<p>Etage de bureau</p>	<p>30x30</p>	Travée	1.6	0.18	0
				Appui	-68.33	0	7.72
	<p>0.8G+E</p>	<p>Etage courant</p>	<p>30x30</p>	Appui	-3.83	0	0.44
				Travée	1.54	0.15	0
	<p>0.8G+E</p>	<p>Terrasse</p>	<p>30x30</p>	Appui	-25.44	0	2.65
				Travée	9.76	1.00	0
<p>0.8G+E</p>	<p>Etage de bureau</p>	<p>30x30</p>	Appui	-46.47	0	5.02	
			Travée	2.64	0.27	0	
<p>0.8G+E</p>	<p>Etage courant</p>	<p>30x30</p>	Appui	-66.93	0	7.54	
			Travée	1.14	0.11	0	
<p>0.8G+E</p>	<p>Terrasse</p>	<p>30x30</p>	Appui	-25.37	0	2.64	
			Travée	1.14	0.11	0	

Tableau (V.13) : Ferrailage des poutres non porteuses sans bout de voile.

Tableau (V.14) : Ferrailage des poutres non porteuses avec bout de voile.

Avec Bout de Voile		Etage courant	30x30	Travée	8.03	0.94	0
				Appui	-14.65	0	1.74
		Terrasse	30x30	Travée	9.34	1.09	0
				Appui	-13.90	0	1.64
	G+Q+E	Etage de bureau	30x30	Travée	9.82	1.00	0
				Appui	-107.46	0	13.42
		Etage courant	30x30	Travée	57.80	6.39	0
				Appui	-143.04	0	19.32
		Terrasse	30x30	Travée	22.80	2.36	0
				Appui	-66.32	0	7.46
	0.8G+E	Etage de bureau	30x30	Travée	30.80	3.24	0
				Appui	-106.51	0	13.26
		Etage courant	30x30	Travée	53.97	5.92	0
				Appui	-141.20	0	19.09
		Terrasse	30x30	Travée	34.07	3.6	0
				Appui	-63.35	0	7.08

V.3.3 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x35 :

Tableau (V.15) : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

	Niveaux	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sRPA} ^{min} (Cm ²)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
Sans bout de voile	Etage de bureau	30x35	Travée	26.17	5.25	2.60	6T12	6.79
			Appui	-51.07		4.51	6T12	6.79
	Etage courant	30x35	Travée	24.29	5.25	2.49	6T12	6.79
			Appui	-94.25		8.82	6T14	9.24
	Terrasse	30x35	Travée	29.74	5.25	2.97	6T12	6.79
			Appui	-92.71		8.65	6T14	9.24
Avec bout de voile	Etage de bureau	30x35	Travée	28.71	5.25	2.47	6T12	6.79
			Appui	-83.34		7.67	6T14	9.24
	Etage courant	30x35	Travée	35.14	5.25	3.04	6T12	6.79
			Appui	-117.53		11.4	6T16	12.06
	Terrasse	30x35	Travée	21.76	5.25	1.86	6T12	6.79
			Appui	-88.58		8.22	6T14	9.24

2. Sens non porteur 30x30 :

Tableau (V.16) : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

	Niveaux	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sRPA} ^{min} (Cm ²)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
Sans bout de voile	Etage de bureau	30x30	Travée	9.91	4.5	1.01	3T12+3T10	5.34
			Appui	-46.68		5.05	3T14+3T10	6.98
	Etage courant	30x30	Travée	5.48	4.5	0.64	3T12+3T10	5.34
			Appui	-68.33		7.72	3T14+3T12	8.01
	Terrasse	30x30	Travée	3.95	4.5	0.46	3T12+3T10	5.34
			Appui	-25.44		2.65	3T12+3T10	5.34
Avec bout de voile	Etage de bureau	30x30	Travée	30.80	4.5	3.24	3T12+3T10	5.34
			Appui	-107.46		13.42	6T20	18.85
	Etage courant	30x30	Travée	36.49	4.5	3.87	3T12+3T10	5.34
			Appui	-143.04		19.32	3T20+5T16	19.42
	Terrasse	30x30	Travée	34.07	4.5	3.6	3T12+3T10	5.34
			Appui	-66.32		7.46	3T14+3T12	8.01

V.3.4 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s \frac{\min(f_{t28}}{f_e}}{f_e} \quad [2]$$

Avec :

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

Tableau (V.17) : Vérification de la condition de non fragilité

	Section (cm2)	$A_{s(choisi)}^{min}$ (Cm2)	A_s^{min} (Cm2)	Vérification
Sans bout de voile	30x35	9.24	1.08	Vérifiée
	30x30	8.01	0.905	Vérifiée
Avec bout de voile	30x35	12.06	1.08	Vérifiée
	30x30	24.88	0.905	Vérifiée

V.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS :

1. Sens porteur 30x35 :

Tableau (V.18) : Vérification des poutres porteuse 30x35 à l'ELS.

	Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sans bout de voile	Etage de bureau	Travée	18.50	1,09	15	8,52	201,6	OK
		Appui	-24.34	4,86		30,6		
	Etage courant	Travée	17.27	1,43	15	11,2	201,6	OK
		Appui	-34.98	5,5		34,6		
	Terrasse	Travée	21.49	1,4	15	10,9	201,6	OK
		Appui	-40.93	2,39		15		
Avec bout de voile	Etage de bureau	Travée	9.21	1,09	15	8,52	201,6	OK
		Appui	-22.58	4,86		30,6		
	Etage courant	Travée	11.30	1,43	15	11,2	201,6	OK
		Appui	-38.64	5,5		34,6		
	Terrasse	Travée	9.38	1,4	15	10,9	201,6	OK
		Appui	-35.75	2,39		15		

2. Sens non porteur 30x30 :

Tableau (V.19) : Vérification des poutres non porteuse 30x30 à l'ELS

	Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
--	---------	----------	------------------	---------------------	---------------------------	------------------	------------------------	--------------

Sans bout de voile	Etage de bureau	Travée	1.18	0,83	15	6.05	201,6	OK
		Appui	-2.04	1,7		8,64		
	Etage courant	Travée	3.97	0,77	15	6	201,6	OK
		Appui	-5.05	1,87		9,49		
	Terrasse	Travée	2.90	1	15	6,98	201,6	OK
		Appui	1.18	0,83		6.05		
Avec bout de voile	Etage de bureau	Travée	1.17	0,83	15	6.05	201,6	OK
		Appui	-2.78	1,7		8,64		
	Etage courant	Travée	5.80	0,77	15	6	201,6	OK
		Appui	-10.65	1,87		9,49		
	Terrasse	Travée	6.80	1	15	6,98	201,6	OK
		Appui	-10.09	1,3		6,96		

V.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

(Fissuration préjudiciable).

1. Sens porteur 30x35 :

Tableau (V.20) : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.

	Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
	Etage de	30x35	51.38	0,570	2.5	OK

Sans bout de voile	bureau	30x35	50.57	0,561	2.5	OK
	Etage courant	30x35	52.93	0,588	2.5	OK
		30x35	44.78	0,497	2.5	OK
	Terrasse	30x35	47.34	0,526	2.5	OK
		30x35	63.85	0,709	2.5	OK
Avec bout de voile	Etage de bureau	30x35	40.88	0,454	2.5	OK
		30x35	43.12	0,479	2.5	OK
	Etage courant	30x35	41.64	0,462	2.5	OK
		30x35	50.68	0,563	2.5	OK
	Terrasse	30x35	40.05	0,445	2.5	OK
		30x35	47.82	0,531	2.5	OK

2. Sens porteur non 30x30 :

Tableau (V.21) : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

	Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Sans bout de voile	Etage de bureau	30x30	3.64	0,048	2.5	OK
		30x30	3.83	0,051	2.5	OK
	Etage courant	30x30	9.62	0,128	2.5	OK
		30x30	9.37	0,124	2.5	OK
	Terrasse	30x30	7.63	0,101	2.5	OK
		30x30	7.78	0,103	2.5	OK
Avec bout de voile	Etage de bureau	30x30	4.12	0,0549	2.5	OK
		30x30	3.80	0,050	2.5	OK
	Etage courant	30x30	21.55	0,287	2.5	OK
		30x30	19.72	0,263	2.5	OK
	Terrasse	30x30	11.67	0,155	2.5	OK
		30x30	13.16	0,175	2.5	OK

V.3.7 Calcul des armatures transversales :

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

- Selon le CBA 93 : →

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1\text{cm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.22) : Calcul des armatures transversales.

V.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r=40\phi$ (zone IIa). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

	Sens	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	CBA 93	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (Cm ²)	Choix
					S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	Z N	Z C		
Sans bout de voile	Porteur	30x35	63.85	0,709	27	17.5	8.75	10	20	1.80	4T8
	Non Porteur	30x30	9.62	0,128	22.5	15	7.5	10	15	1.35	4T8
Avec bout de voile	Porteur	30x35	50.68	0,563	27	17.5	8.75	10	20	1.80	4T8
	Non Porteur	30x30	21.55	0,263	22.5	15	7.5	10	15	1.35	4T8

- Ø=16mm.....L_r=64cm
- Ø=14mm.....L_r=56cm
- Ø=12mm.....L_r=48cm

V.3.9 Vérification de la flèche : [2]

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

a) Poutres porteuses : (b*h) = (30*35) cm²

- **Poutre sans voile :**

- M₀=-94. 25kN.m; Mt=29. 74kN.m; L=3.8m.

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10M_0)} \Rightarrow 0.092 \geq 0.315 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.092 > 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$

- **Poutre avec voile :**

- M₀= -117. 53kN.m; Mt=35.14 kN.m; L=3.5m

On doit vérifier que : [3] [B..5.1].

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10M_0)} \Rightarrow 0.092 \geq 0.023 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.092 > 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) Poutres non porteuses : (b*h) = (30* 30) cm²

- **Poutre sans voile :**

M₀=68.33 kN.m; Mt=9. 91kN.m; L=3.5m

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10M_0)} \Rightarrow 0.090 \geq 0.085 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.090 > 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$

- **Poutre avec voile :**

$$M_0 = -143.04 \text{ kN.m}; M_t = 36.49 \text{ KN.m}; L = 3.5 \text{ m}$$

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10M_0)} \Rightarrow 0.090 \geq 0.0255 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.090 > 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

V.3.10 Schéma des poutres :

- Exemples des schémas des poutres :

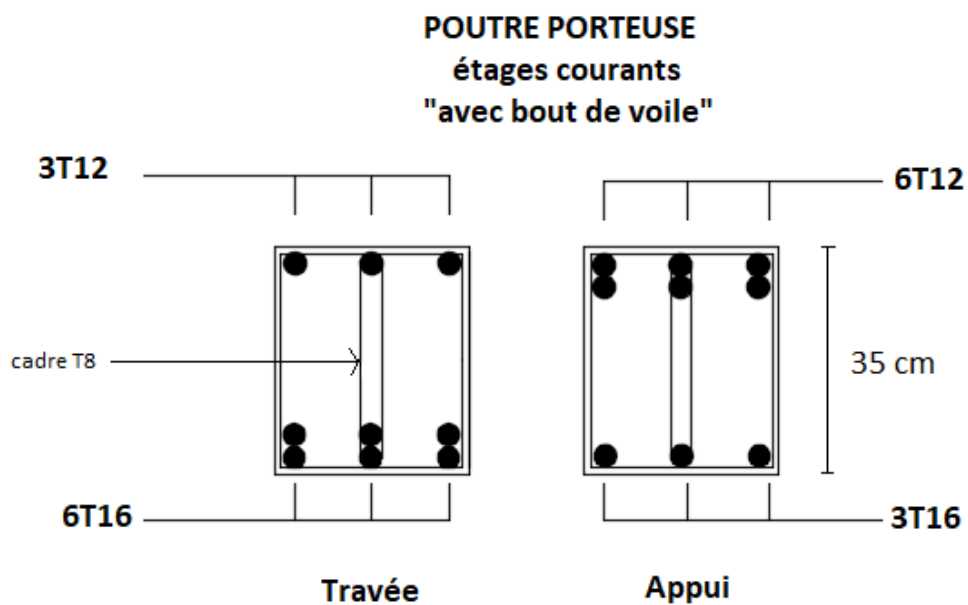


Figure (V.2) : ferrailage des poutres porteuse Etage Courant avec bout de voile.

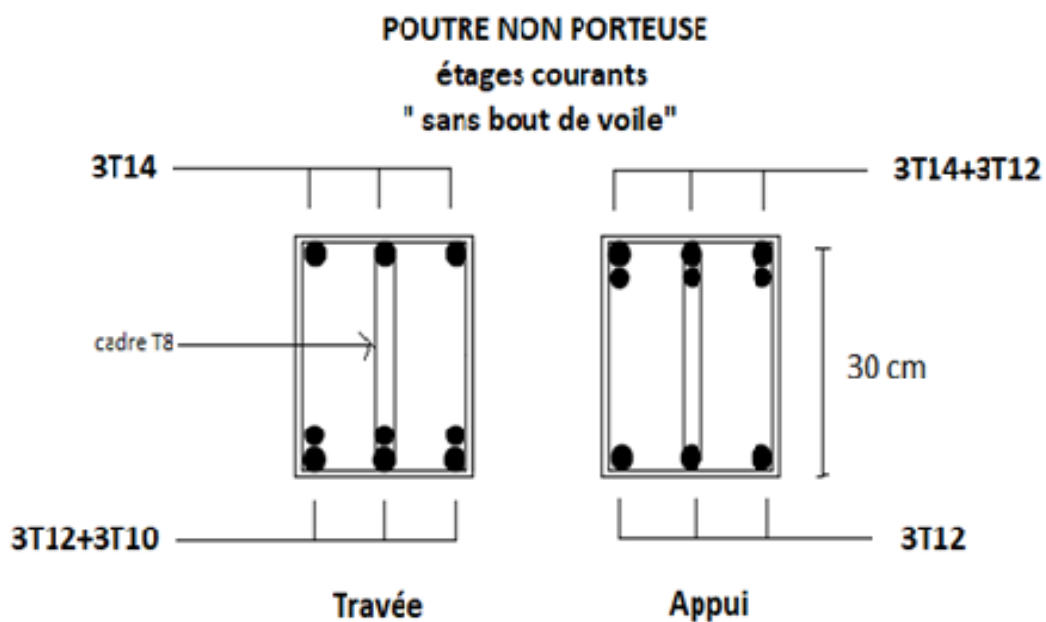


Figure (V.3) : ferrailage des poutres non porteuse Etage Courant sans bout de voile.

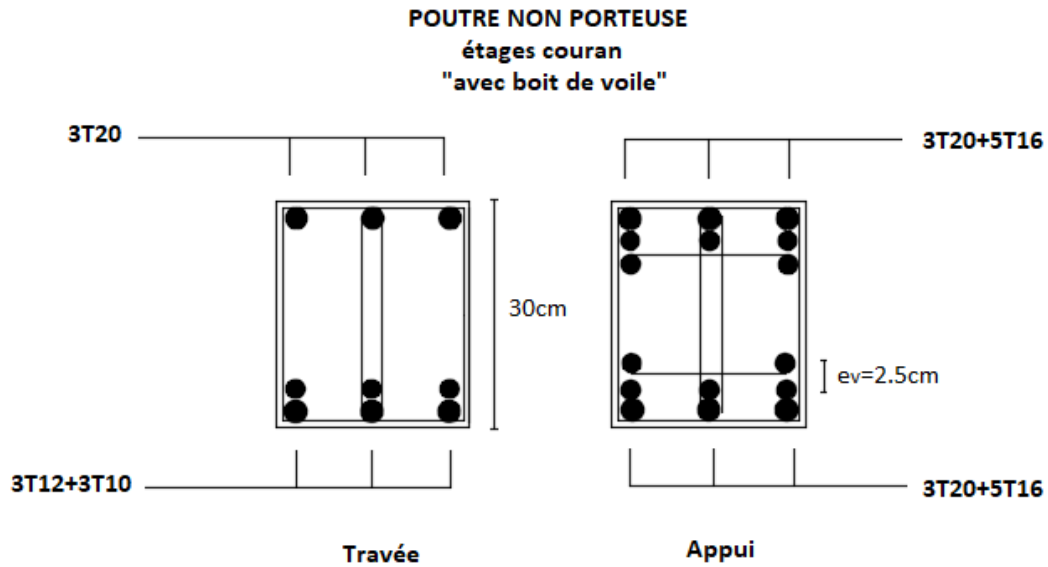


Figure (V.4) : ferrailage des poutres non porteuse Etage Courant avec bout de voile.

Remarques :

- Le ferrailage de l'appui des poutres non porteuses Etage Courant avec bout de voile avoir des armatures symétriques car les poutres support une faible charge verticale est sollicité principalement avec les forces latérales sismique selon (RPA V2003) article 7.5.2.1, la page 52.
- Pour la vérification de l'espacement horizontale et verticale voir « Annex ».

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralités :

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 appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes. Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

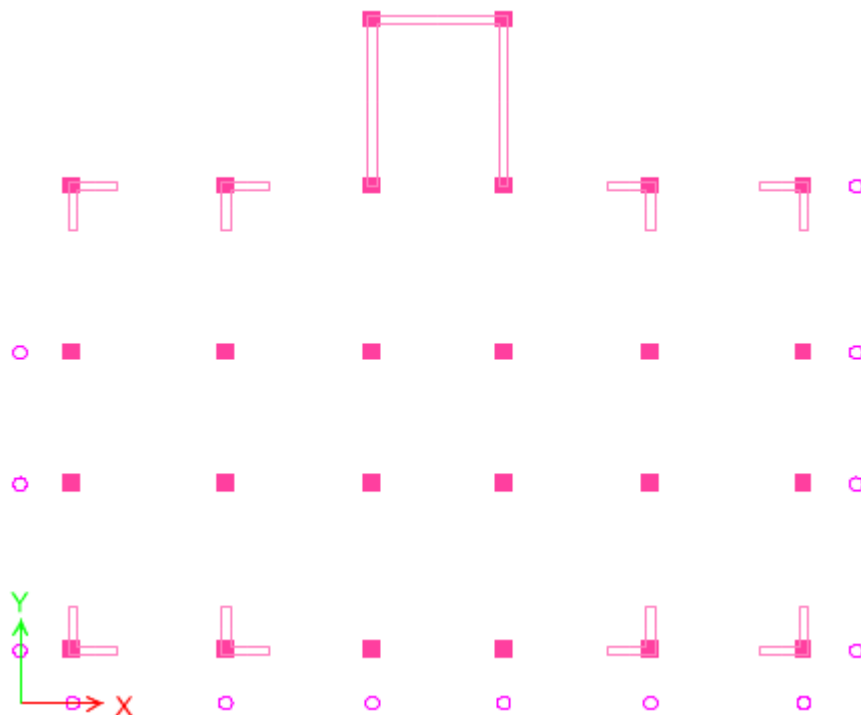


Figure (V.5) : Disposition des voiles dans la structure.

V.4.2.1 Procédure de ferrailage des trumeaux :**1. Introduction :**

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.

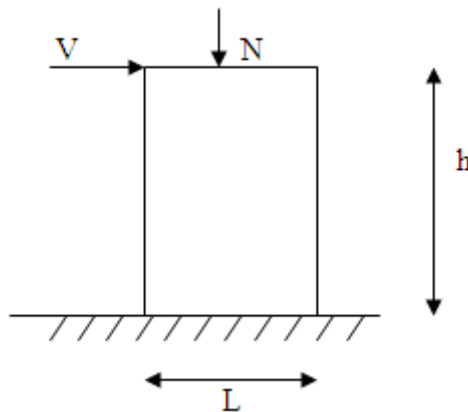


Figure (V.6) : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , à un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et à 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 (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V).
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, 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. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

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

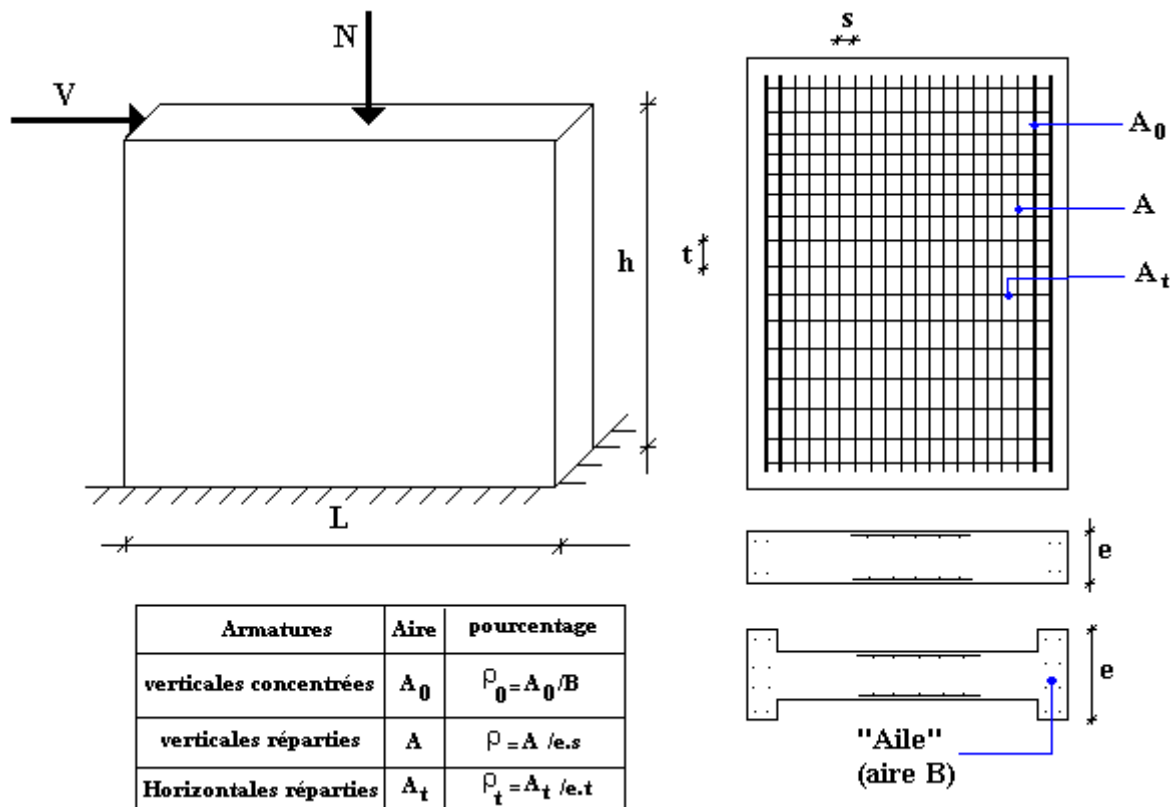


Figure (V.7) : Ferrailage du voile.

2. Préconisation du BAEL91 :

• Justifications sous sollicitations normales :

a. 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 r : $r \geq 3a$

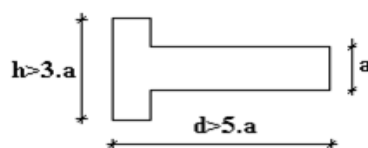


Figure (V.8) : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement : (murs non raidis latéralement)

Soit :

l: La hauteur libre du mur;

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

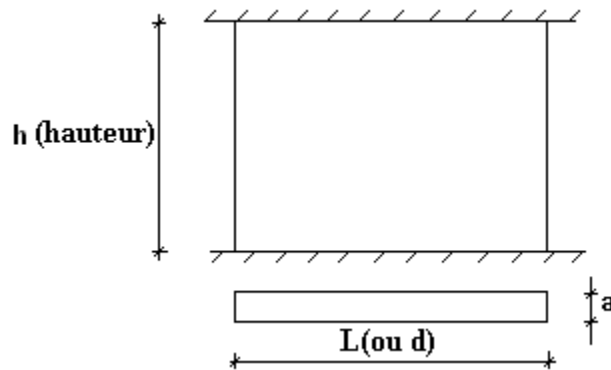


Figure (V.9) : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau (V.23) : Valeurs de (l_f/l)

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

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

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

c. 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.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

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.

Tableau (V.24) : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

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

Remarque :

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

d. Niveaux de vérification :

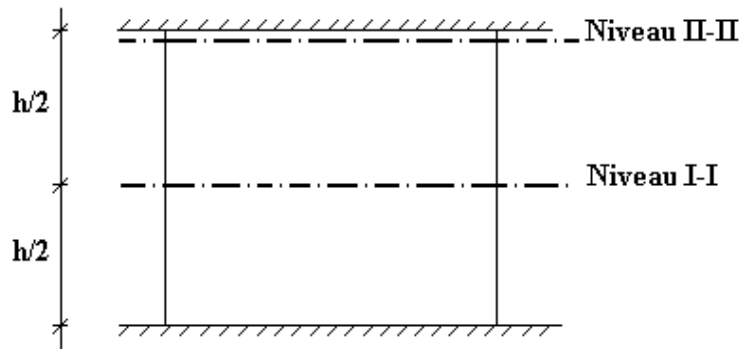


Figure (V.10) : Niveaux de voile.

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 : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'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

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau (V.25) : Aciers verticaux et horizontaux.

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

	$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	
--	--	--

- 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.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

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

Tableau (V.26) : Aciers transversaux

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

f. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.2.2 Méthode des contraintes :

a. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorable (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\square \max = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\square_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

b. Section entièrement tendue :

$$Ft = \frac{\square_1 + \square_2}{2} \cdot L \cdot e$$

$$A_s = \frac{Ft}{\square_s}$$

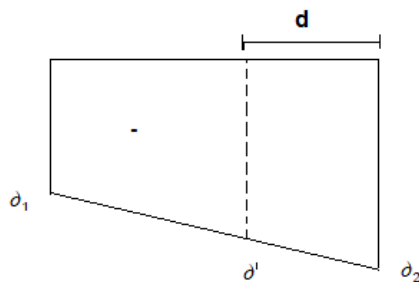


Figure (V.11) : diagramme d'une section entièrement tendue.

V.4.2.3 Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v$$

($A_v = A_s$ précédemment définie).

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **ETABS V18**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_n \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives :**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tableau (V.27) : Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

• **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003) :**

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 0.2%.
- 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 égale 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 compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de 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 15cm.

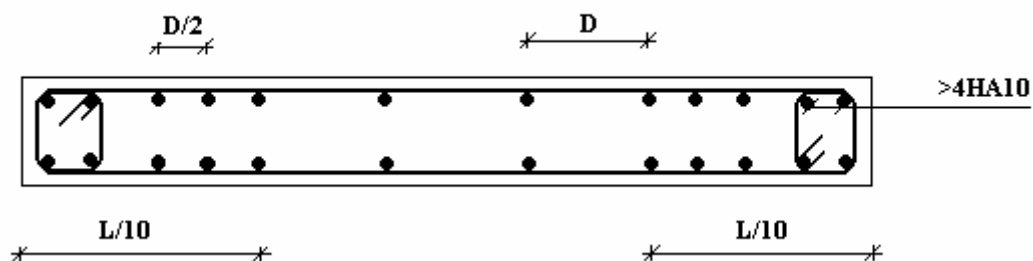


Figure (V.12) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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 ancrées 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

$$S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

deux valeurs suivantes :

- 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 les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée 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.

V.4.3 Exemple de calcul (V₁) :

Soit le voile de longueur

$L = 1\text{m}$

$a = 0.2 \text{ m}$ (épaisseur)

$h_e = 4.08\text{m}$ (hauteur de RDC)

• **Contraintes limites :**

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

▪ $h_e = 4.08 - 0.35 = 3.73\text{m}$ (0.35m : hauteur de la poutre).

Tableau (V.28) : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton armé	Béton non armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 3.73 = 3,17$	$0,9 \times 3.73 = 3,35$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 54,91$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 58,14$
Coefficient α		0.49	0.37
Section réduite B_r (Par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M²	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	0,18
Effort limite ELU	KN	2.20	1.61

Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{A_d}$	MPa		$\sigma_{ba} = 11.01MPa$				$\sigma_{bna} = 8.06MPa$				
	Niveau Avec d = 1m	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{S_{cal}} Cm ²	A _{S_{ad}} Cm ²	Choix	St Cm
RDC et 1 ^{er}		644,17	646,7296	22622,72	16181,1	0,58	1318,91	32,97	37.7	2x6T20	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}		-40,04	245,729	5 737,31	-6 057,68	0,49	348,84	8,72	18.47	2x6T14	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}		31,537	185,1367	4 569,43	-4 317,13	0,51	293,70	7,34	13.57	2x6T12	10

Remarque :

$B_{et} = (0.20) (1) = 0.2 \text{ m}^2$

$A_s = 1\% * 0.2 = 2.10^{-4} \text{ m}^2$

- **Armatures de traction :**

Tableau (V.29) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** [1] [7.7.4.3].

$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$; $\bar{V} = 1,4V_u^{cal}$ [1][7.7.2]. ; $V_u^{cal} = S_{12}.a.1$

$A_{vj} = 1,1 \frac{1.39 (200)(1000)}{400} 1,4 = 1070.3mm^2$

$A_{vj} = 10.7cm^2$

- **Aciers horizontaux :** [1] [7.7.4.2].

$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$ $S_{t\min} = 300mm.$

$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$

$A_{\square 1} = \frac{1,4 (1,39) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4.56cm^2$

$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$; $A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$

$$A_{\square 2} = \frac{2}{3} (20.1) = 13.4cm^2$$

$$A_{\square min} = (0,15\%)a.l = \frac{0,15}{100}(0,20)(1000) = 3cm^2 \quad [1] [7.7.3.3].$$

D'où :

$$A_{\square} = Max(A_{\square 1}, A_{\square 2}, A_{\square}^{min}) = 13.4cm^2$$

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{scal} Cm ²	A _{sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC et 1 ^{er}	2143,53	135,20	4 023,21	3 121,88	3,00	2143,53	53,59	61.58	2x20T14	15
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	1181,7	117,2641	1 888,30	1 262,89	3,00	1181,70	29,54	45.24	2x20T12	15
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-198,25	624,0055	1 399,69	-1 928,34	3,00	998.40	24.96	31.40	2x20T10	15

Soit : 10HA14 = 15.39cm²

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{5} = 20cm .$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Voile V2 :**

e=20 ; L=3m.

Tableau (V.30) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V2).

- **Voile V3 :**

e=20 ; L=3.8m.

Tableau (V.31) : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3).

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau (V.32) : Calcul des aciers de couture des voiles.

Voile	Étages	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (Cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V1 L=1m	RDC-1 ^{ère}	1.19	9.16	2X7T10	11	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.03	7.93	2X7T10	11	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.68	5.23	2X7T8	7.04	15
V2 L=3m	RDC-1 ^{ère}	1.07	24.71	2X16T10	25.14	20
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.79	18.24	2X16T10	25.14	20
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.63	14.55	2X16T18	16.08	20
V3	RDC-1 ^{ère}	0.83	24.28	2X18T10	28.28	20

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L_T (m)	F_T (KN)	A_{scal} Cm ²	A_{sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC et 1^{er}	10,15	3848,40	8008,63	-7981,93	1,90	1 524,18	38,10	48.26	2X12T16	15
2^{ème} à 5^{ème}	-236,5	2409,28	3 755,35	-4 253,37	1,78	836,43	20,91	27.14	2X12T12	15
6^{ème} à 9^{ème}	-169,1	686,30	962,68	-1 318,68	1,60	192,96	4,82	18.84	2X12T10	15

	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.76	22.23	2X18T10	28.28	20
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.74	21.65	2X18T10	28.28	20

- Aciers horizontaux :

Tableau (V.33) : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC-1 ^{ère}	1.19	3.90	21.98	3	21.98	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.03	3.37	12.31	3	12.31	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.68	2.23	9.04	3	9.04	2x18T10	28.28	15
V2	RDC-1 ^{ère}	1.07	3.51	41.05	9	41.05	2x18T14	55.42	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.79	2.59	30.16	9	30.16	2x18T12	40.72	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.63	2.06	20.93	9	20.93	2x18T10	28.28	15
V3	RDC-1 ^{ère}	0.83	2.72	32.17	11.4	32.17	2x18T12	40.72	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.76	2.49	18.09	11.4	18.09	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.74	2.42	12.56	11.4	12.56	2x18T10	28.28	15

V.4.3 Schéma des voiles :

- Exemple pour les voiles de RDC et 1^{er} étage :

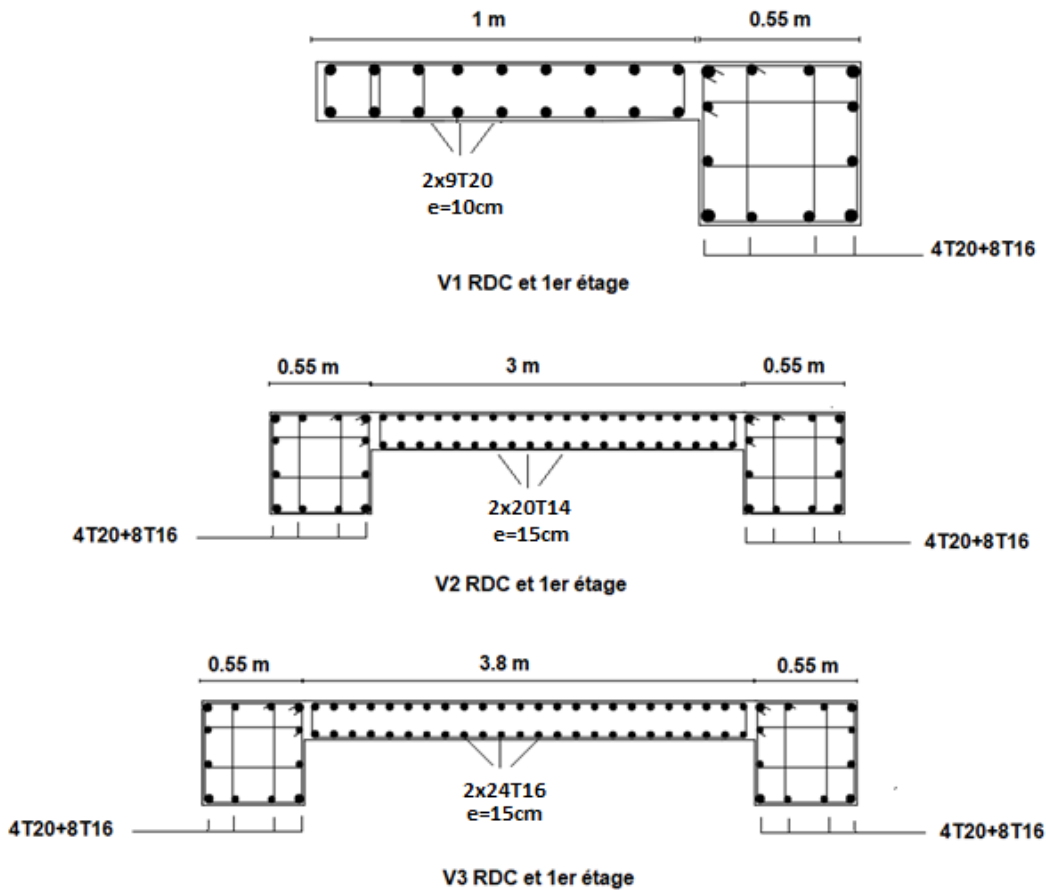


Figure (V.12) : schéma des voiles.

V.5. Conclusion :

Après tous les essais effectués dans ce chapitre on peut tirer les conclusions suivantes :

Pour les poteaux : le ferrailage de tous les poteaux calculés est très faible donc on prend le *Amin* suivant le RPA 99.

Pour les poutres : Les poutres avec bout de voile sont ferrillées avec section d'armatures plus grande que les poutres sans bout de voile à cause de leurs grandes rigidités.

Pour les voiles : après le calcul du ferrailage, il s'est avéré que les sections sont entièrement tendues, c'est la raison pour laquelle on a ferrillé avec les armatures de traction.

CHAPITRE 6
« Etude des Fondations »

VI.1 Introduction : [5] [BC.2.33.1].

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage se trouvent à une faible profondeur, on réalise dans ce cas des fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage se trouvent à une grande profondeur on réalise des fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.

La contrainte moyenne admissible du site du projet est estimée à 1.75 bars.

Pour le choix du type de fondations, nous avons en premier temps opté pour des semelles isolées comme solution.

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G).

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol, $\sigma_{sol} = 1.75 \text{ bar}$.

$S_{néc}$: Surface de la nécessaire.

N_{ser} : Effort normal transmis à la fondation.

VI.6 Choix de type de fondation :

VI.6.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$, donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminée par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 1.75 \text{ bars}$.

- Exemple d'un résultat des sections d'une semelle isolée pour le poteau le plus défavorable (poteau C31) :

Tableau (VI.1) : Sections des semelles isolées

N° Poteaux	N (kN)	S (m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
31	961.58	6.04	2.45	2.5

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A : Largeur maximum de la semelle (A=2.5 m).

On a : $L_{min} = 3 < 1,50 \times 2,5 = 3,75$ non vérifié.

Conclusion :

D'après ces résultats, le choix de semelles isolées ne peut être possible pour notre ouvrage, on vérifiera dans ce qui suit l'option des semelles filantes.

VI.6.2 Semelles filantes :

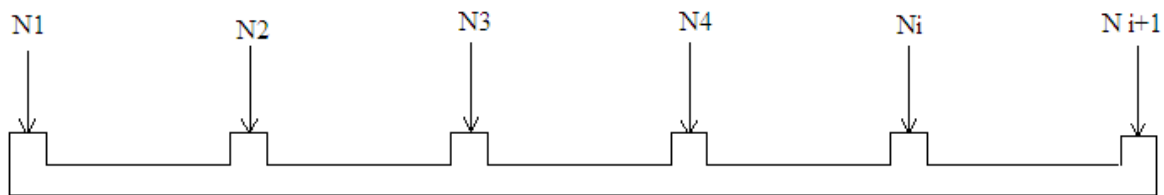


Figure VI.1 : Principe des Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau (VI.2) : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	S (m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	842,87	4,816	17,7	0,272	0.3
2	5822,928	33,273	19,1	1,742	1.8
3	5203,72	29,735	19,1	1,556	1.6
4	5220.01	29,828	19,1	1,561	1.6
5	5192,576	29,671	17,9	1,657	1.7
A	462,91	2,645	10,6	0,249	0.3
B	3178,889	18,165	11,8	1,539	1.6
C	3578,193	20,446	11,8	1,732	1.8
D	4255,098	24,314	15,6	1,558	1.6
E	4284,504	24,482	15,6	1,569	1.6
F	3620,699	20,689	11,8	1,753	1.8
G	3471,893	19,839	11,8	1,681	4.8
H	651,13	3,720	10,6	0,351	0.4

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} = \frac{221.3}{261.63} = 84.58 > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit au chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages, à savoir :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.6.3 Radier général :

VI.6.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

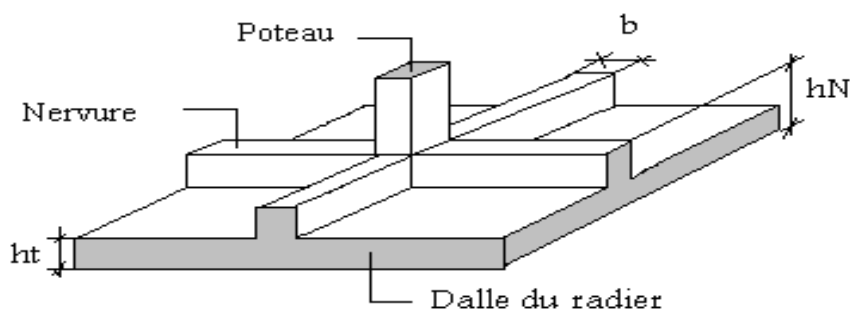


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.3.2 Surface nécessaire du radier :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 28477.82 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 1.75 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 162.73 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_b = 221.3 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est égale à la surface du bâtiment

-Donc la surface totale du radier est 221.3 m^2

VI.6.3.3 Pré dimensionnement du radier :**1. La Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 3.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 19 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 28477.82 \text{ kN}$$

$$L = 3.8\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 8.6\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 8.6\text{cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 19\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Les Nervures :

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b = 55\text{cm}$$

b. Hauteur de la nervure :

b.1 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec :

E : Module de Young (E=20000MPa).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

a =0.55: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{Kg/cm}^3$

Tableau (VI.3) : Choix de la hauteur des nervures.

Hauteur (Nervure cm)	I (m ⁴)	$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	$\frac{\pi}{2} L_e$
70	0.0157	4.88	7.67

On opte pour une hauteur $h_{n2} = 70 \text{ cm}$

Conclusion :

$H \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 70 \text{ cm}$

On prend : h=70 cm

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier h=40cm
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 70\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{cases}$

VI.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :**a. Position du centre de gravité :**

$$X_G = 6.48\text{m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \\ Y_G = 9.73\text{m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 6167.3 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 2861.3 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VI.6.3.5 Vérifications Nécessaires**VI.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier la valeur de l'excentrement telle que :

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

Suivant le sens xx :

$$B_x = 19.1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 4.775 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 15.6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{B_y}{4} = 3.9$$

Sens x-x

$M_R=47055.34 \text{ KN.m}$

$N(\text{structure})=24843.54 \text{ KN}$ (sans le poids de radier)

Poids du radier :

❖ **Charges permanentes :**

- Poids de radier nervurée.....=2213 KN

❖ **Surcharge d'exploitation :** $Q=2.5 \times 221.3=553.25 \text{ KN}$

$N_u(\text{Radier})=3817.42 \text{ kN.}$

$N_s(\text{Radier})=2766.25 \text{ kN}$

Donc :

$N_u(\text{structure})= N_u(\text{structure sans le poids de radier}) + N_u \text{ Radier} = 28660.96 \text{ KN}$

$N_{ser}(\text{structure})= N_{ser}(\text{structure sans le poids de radier}) + N_{ser} \text{ Radier} = 27609.79 \text{ KN}$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{47055.34}{27609.79} = 1.704 \leq \frac{B}{4} = 4.775 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$M_R=39213.54 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{39213.54}{27609.79} = 1,42 \leq \frac{B}{4} = 3.9 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La condition liée à l'excentricité est vérifiée, donc le bâtiment est stable.

VI.6.3.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

La contrainte du sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :

$\sigma_{sol}=1,75 \text{ bars}$

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{27609.79}{221.3} = 124.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 124.76 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Doit rester toujours inférieure à } 1,33\sigma_{sol}$$

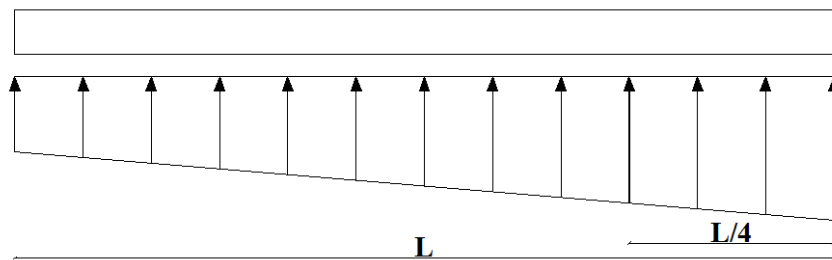


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

ELU:

$$N_u = 28660.96 \text{ KN}$$

$$M_x = 47055.34 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 39213.54 \text{ kN.m}$$

$$S_t = 221.3 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ kN/m}^2$$

Tableau (VI.4): 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	202.37	56.64	166.18
Sens y-y	236.40	22.6	182.95
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 262.5$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 232.75$

Conclusion: Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

ELS:

$$N_{\text{ser}} = 27609.79 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ kN/m}$$

Tableau (VI.5) : 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	197.62	51.89	161.18
Sens y-y	231.65	17.86	178.20
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 262.5$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 232.75$

Conclusion : Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 182.95 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 178.20 \text{ kN/m}^2.$$

VI.6.3.6 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. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

- **Valeur de la pression sous le radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 182.95 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 178.20 \text{ kN/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

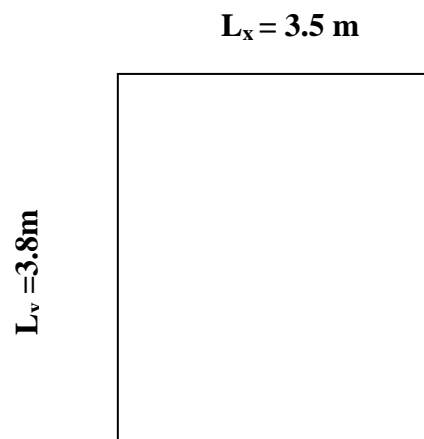


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier

a.2 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 en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 97.93 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 80.80 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 73.44 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 60.6 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 48.96 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	73.44	0.039	0	0.049	35.29	5.98	6T14	9.24	12
	y-y	60.6	0.032	0	0.040	35.42	4.91	6T12	6.79	12
Appuis	x-x	48.96	0.026	0	0.033	35.52	3.96	6T12	6.79	12
	y-y									

c.3 Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

$$A_{s \min} = 4.35\text{cm}^2 < A_s \text{ adopté} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 111.12 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 97.76 \text{ KNm} \end{cases}$$

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Acier: $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} . (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{F.P})$

Tableau (VI.7) : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	As Choisis	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	83.34	6.81	8.04	5.39	15	80.87	201.63	Oui
	y-y	73.32	6.00	8.04	10.22	15	153.36	201.63	Oui
App	x-x	55.55	4.50	8.04	3.5	15	53.90	201.63	Oui
	y-y			8.04					

Tableau (VI.8) : Choix final Après la vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	83.34	6T16	12.06	15	5.39	15	80.87	201.63	Oui
	y-y	73.32	6T16	12.06	15	10.22	15	153.36	201.63	Oui
App	x-x	55.55	6T16	12.06	15	3.5	15	53.90	201.63	Oui
	y-y									

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{182.95 \times 3.8}{2} = 347.61kN$$

$$\tau_u = \frac{347.61 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 0.96MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

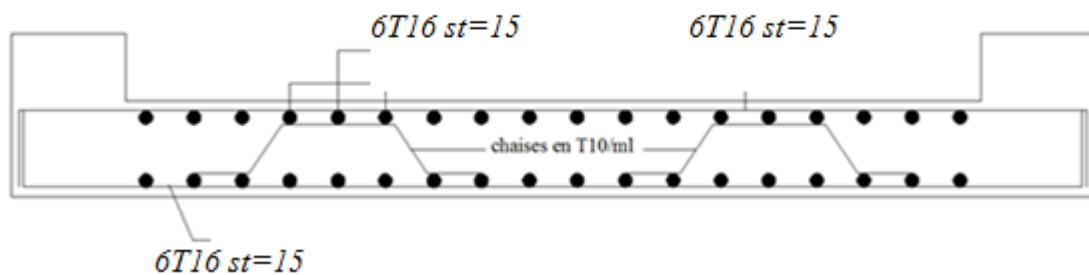


Figure (VI.5) : Schéma de ferrailage du radier.

b. Ferrailage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [3]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0$

b.2 Calcul des armatures : $b=55\text{cm}$; $h=70\text{ cm}$; $d=63\text{ cm}$

- **Sens porteur :** $L=3.8\text{ m}$; $q_u=182.95\text{ kN/ml}$.

Tableau (VI.9) : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	280.69	0.044	0.0562	87.97	9.16	4T20	12.57
Appuis	165.11	0.026	0.0329	88.81	5.34	4T16	8.04

- **Sens non porteur :** $L=3.5\text{ m}$; $q_u=182.95\text{ kN/ml}$

Tableau (VI.10) : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	238.12	0.037	0.047	88.30	7.75	4T16	8.04
Appuis	140.07	0.022	0.027	89.03	2.87	3T14	4.62

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 5.97.\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

Tableau (VI.11) : vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Position	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	A_s^{min}	Vérification
Porteur	Travée	12.57	5.97	Oui
	Appuis	8.04	5.97	Oui
Non porteur	Travée	8.04	5.97	Oui
	Appuis	4.62	5.97	Non

Remarque :

La section d'armature qu'on a choisie dans le sens non porteur au niveau des appuis est inférieure à la section de la condition de non fragilité donc on choisira une section plus grande.

Sens non porteur :

Tableau (VI.12) : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	238.12	0.037	0.047	88.30	7.75	4T16	8.04
Appuis	140.07	0.022	0.027	89.03	2.87	4T14	6.16

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau (VI.13) : Vérification des contraintes à l'ELS. $q_s = 178.20$ KN/ml

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s Choisi (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	273.40	8.92	12.57	4.16	15	53.59	201.6	Non
	Appuis	160.82	4.72	8.04	5.28	15	52.8	201.6	Non
Non porteur	Travée	231.93	7.54	8.04	3.5	15	53.02	201.6	Non
	Appuis	136.43	4.00	6.16	4.48	15	57.64	201.6	Oui

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée, donc on va augmenter la section des aciers.

Tableau (VI.14) : Choix final Après la vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	Esp (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	273.40	4T20	12.57	10	4.16	15	53.59	201,63	Oui
	y-y	160.82	4T16	8.04	13	5.28	15	52.8	201,63	Oui
App	x-x	231.93	4T16	8.04	13	3.5	15	53.02	201,63	Oui

	y-y	136.43	4T14	6.16	13	4.48	15	57.64	201,63	Oui
--	-----	--------	------	------	----	------	----	-------	--------	-----

1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{182.95 \times 3.8}{2} = 347.61kN$

$$\tau_u = \frac{347.61 \times 10^3}{550 \times 900} = 0,702.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa.....Vérifier$$

2. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99 [2] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,40MPa$$

• **RPA99 version 2003 [1] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19.2cm.....Zone nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm.....Zone courante$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6 \text{ cm}$$

$f_c=400MPa$; $\tau_u=0,702 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1MPa$; $b=55cm$; $d=63cm$

On trouve :

$S_t=15cm.....Zone nodale.$

$S_t=30cm.....Zone courante.$

Tableau (VI.15) : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	55x100 Porteuse	Courante	30	12	4.95	6T12	6.79
		Nodale	15		2.47	6T12	6.79
	Non porteuse	Courante	30	14	4.95	4T14	6.16
		Nodale	15		2.47	4T14	6.16

3. Armatures de peau : [2] [B 6.6.2]

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 1 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 1 \times 1.00 = 1 \text{ cm}^2$$

On choisit Ap= 2T8

4. Schéma de ferrailage des nervures :

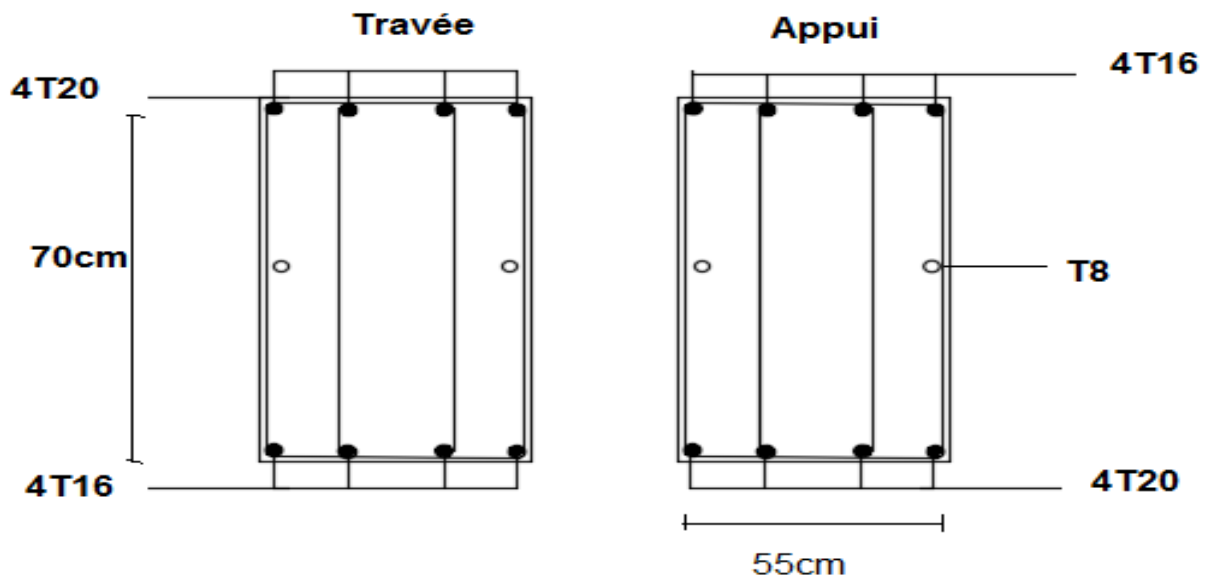


Figure (VI.6) : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)

VI.7 Voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

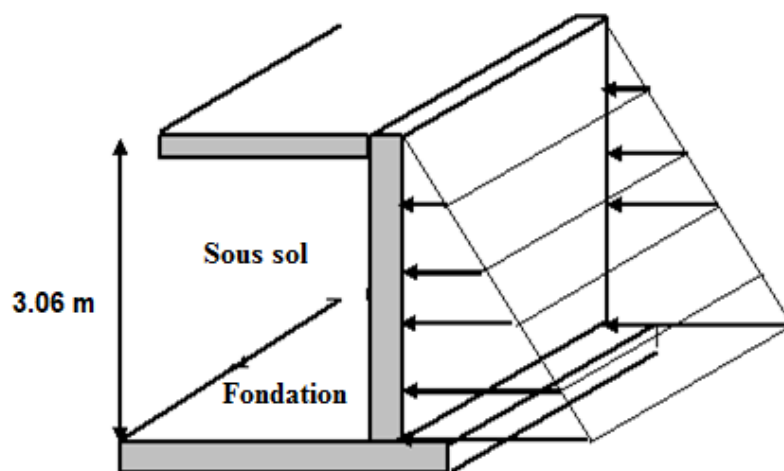


Figure (VI.7) : Voile périphérique

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article [1] [10.1.2] :

- Les ossatures au-dessous du niveau de la 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 $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3.06\text{m}$; $L_y=3.8\text{m}$; $e =20 \text{ cm}$.

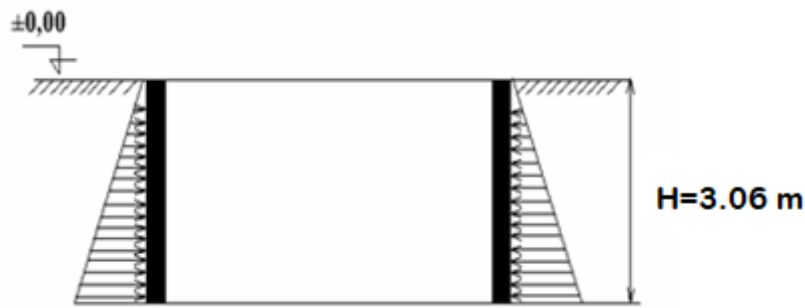


Figure (VI.8) : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =18 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 11.69^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.663$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 36.51 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 49.29 = 49.29 \text{ kN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans la voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{3.8} = 0.80 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- 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 .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{\grave{a} l'ELU} \\ 0,2 & \text{\grave{a} l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 25.89 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.42 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22.00 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13.11 \text{ kN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12.94 \text{ kN.m}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h=18\text{cm} ; f_c=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ;$$

$$F_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (Cm ²)	Esp (Cm)
Travée	x-x	22.00	0.047	0.060	17.6	3.59	2x6T10	2x4,71	15
	y-y	13.11	0.0285	0.035	17.74	2.12	2x6T10	2x4,71	15
Appuis	x-x	12.94	0.028	0.035	17.74	2.13	2x6T10	2x4,71	15
	y-y								

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{cm} \leq e \leq 30 \text{cm}$

$h=e=20 \text{cm}; b=100 \text{cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left(3 - \frac{3.06}{3.8} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1.75 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1.75\text{cm}^2 \\ A_y = 4.71\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1.6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1.75\text{cm}^2 \\ A_y = 4.71\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1.6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{49.29 \times 3.06 \times 3.8}{2 \times 3.06 + 3.8} = 57.77\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 50.27\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}(T_x; T_y)} = 57.77\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{57.77 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.320\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 36.51 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 21.46\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 15.26\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 18.24\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 12.97\text{kNm} \\ M_a = 0,5M_x = 10.73\text{kNm} \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18.24	4.71	6.94	15	277.8	201.63	Non vérifié
	y-y	12.97	4.71	4,93	15	202.05	201.63	Non vérifié
Appuis	x-x	10.73	4.71	4.08	15	163.4	201.63	Vérifié
	y-y							

**Table
au
VI.16
:
Vérific
ations**

des contraintes.

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée, on augmentera donc la section des aciers.

Tableau VI.17 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (Cm ²)	Esp (Cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Trav	x-x	18.24	6T12	6.79	15	5,96	15	-198,1	201,63	Vérifié
	y-y	12.97	6T12	6.79	15	4.24	15	-140,9	201.63	Vérifié
App	x-x	10.73	6T10	4.71	15	4.08	15	163.4	201.63	Vérifié
	y-y									

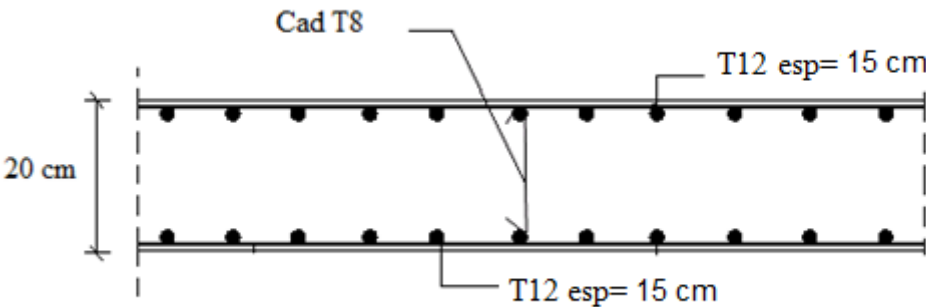


Figure (VI.9) : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x et y-y.

CONCLUSION GENERALE

Dans notre projet de fin d'étude intitulé « Etude d'un bâtiment SS+RDC+9 en BA, nous avons en première partie fait l'étude Génie Civil d'une structure en béton armé. Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires en vigueur. Nous avons aussi mis en application quelques logiciels de calcul récents qui rentrent dans le domaine du calcul des bâtiments.

Après la présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques des différents matériaux utilisés, nous sommes passés au pré dimensionnement des différents éléments qui était une étape nécessaire pour la suite des calculs.

Le troisième chapitre est consacré au ferrailage des éléments secondaires suivie de l'étude dynamique de la structure, la résultante des forces sismique à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente donc on a augmenté tous les paramètres de la réponse (force, moment, déplacement...).

Le ferrailage des éléments résistants ; à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps, pour les poteaux on a ferrillé avec *Amin* suivant le RPA 99 car le ferrailage calculé est très faible. Pour les poutres on a calculé les deux cas avec et sans bout de voile pour le but d'économiser les armatures comme les bouts de voile augmentent la rigidité. Le ferrailage des voiles a été réalisé par la méthode des contraintes on a obtenu des sections entièrement tendues, c'est la raison pour laquelle on a ferrillé avec les armatures de traction.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure on n'ajoute pas de débord car la surface nécessaire de radier est inférieure à la surface de notre bâtiment.

En fin nous espérons fortement que notre travail puisse servir les futures promotions.

ANNEXE

Référence

- RPA (version 2003) (règle parasismiques Algériennes) : [1].
- CBA 93 (règle de conception et de calcul des structures en béton armé) : [2].
- BAEL (règles techniques de conception et De calcul des ouvrages et Constructions en béton armé Suivant la méthode des états limites Révisées 99) : [3].
- DTR charge et surcharge (document technique règlementaire) DTR B.C 2.2:[4]

BIBLIOGRAPHIE

- RPA (version 2003) (règle parasismiques Algériennes)
- CBA 93 (règle de conception et de calcul des structures en béton armé)
- BAEL (règles techniques de conception et De calcul des ouvrages et Constructions en béton armé Suivant la méthode des états limites Révisées 99).
- DTR charge et surcharge (document technique règlementaire) DTR B.C 2.2.
- Cours de béton armé 3^{ème} et 4^{ème} année.
- Des thèses.
- Cours de dimensionnement des voiles en béton armé par R. TALEB et B. ELDJOUZI.
- Béton Armé règles BAEL (établissement des projets) par JEAN PERCHAT
- Béton armé -Victor davidovici.

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE

c'

Cas générale

$\gamma_b=1,5$

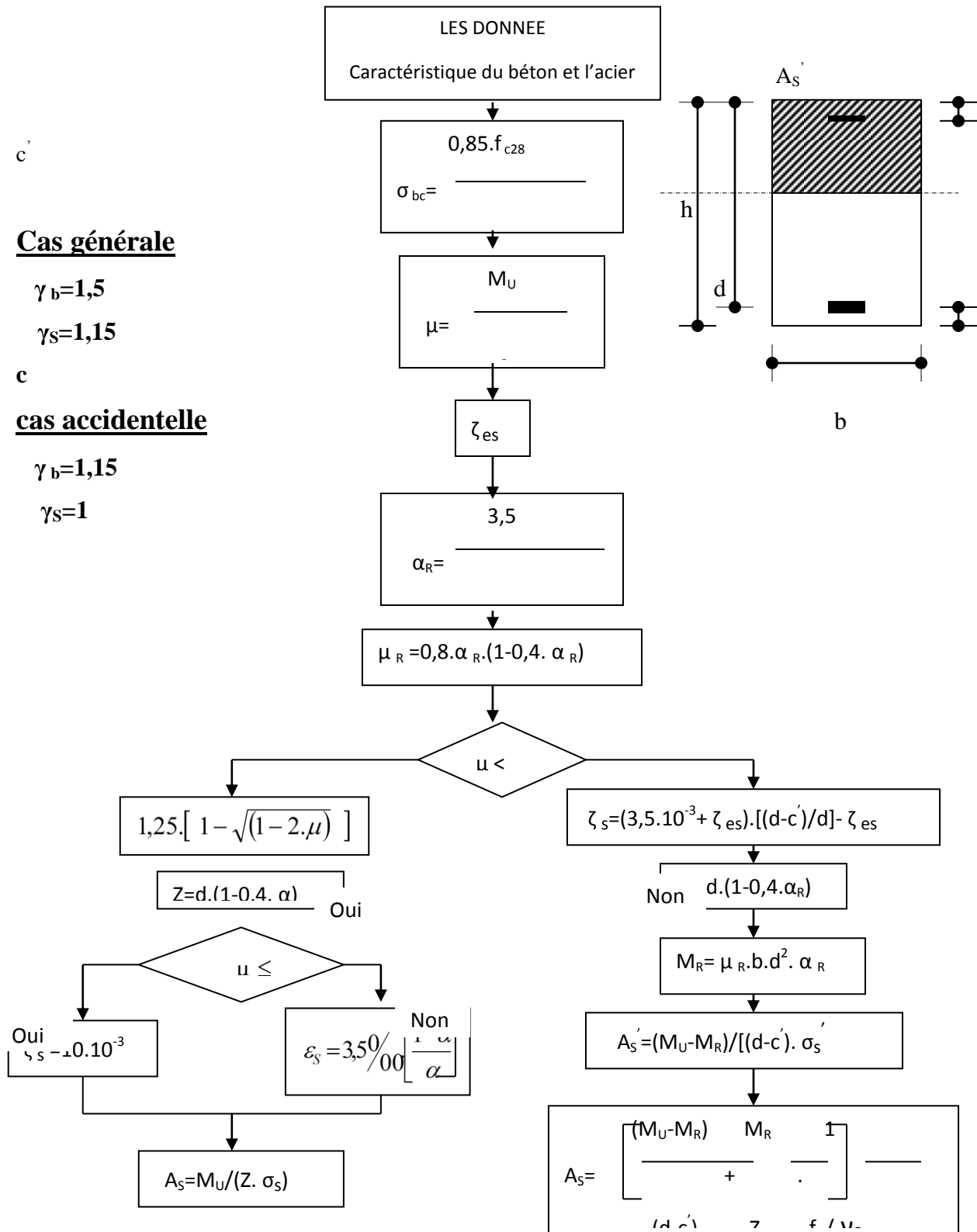
$\gamma_s=1,15$

c

cas accidentelle

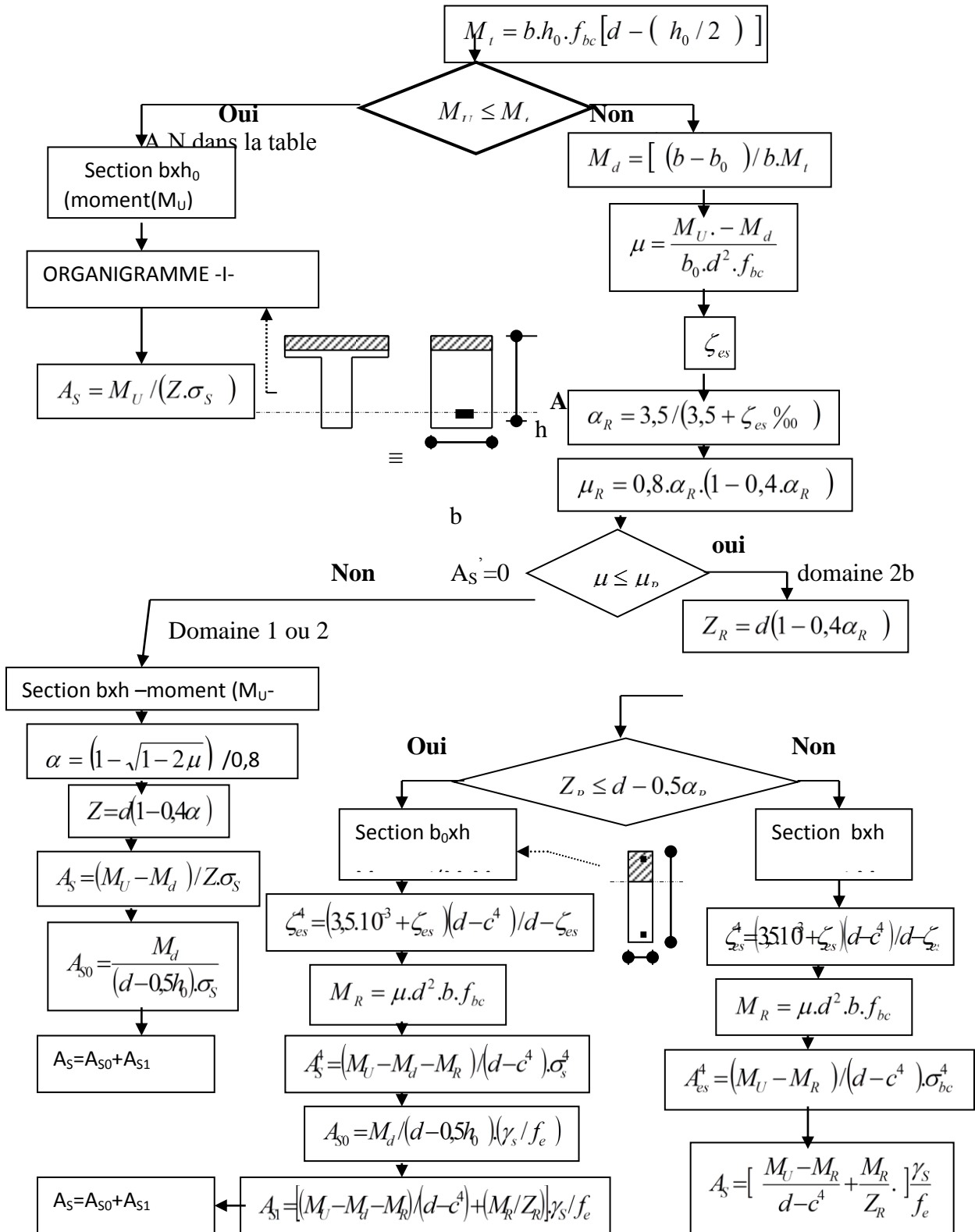
$\gamma_b=1,15$

$\gamma_s=1$



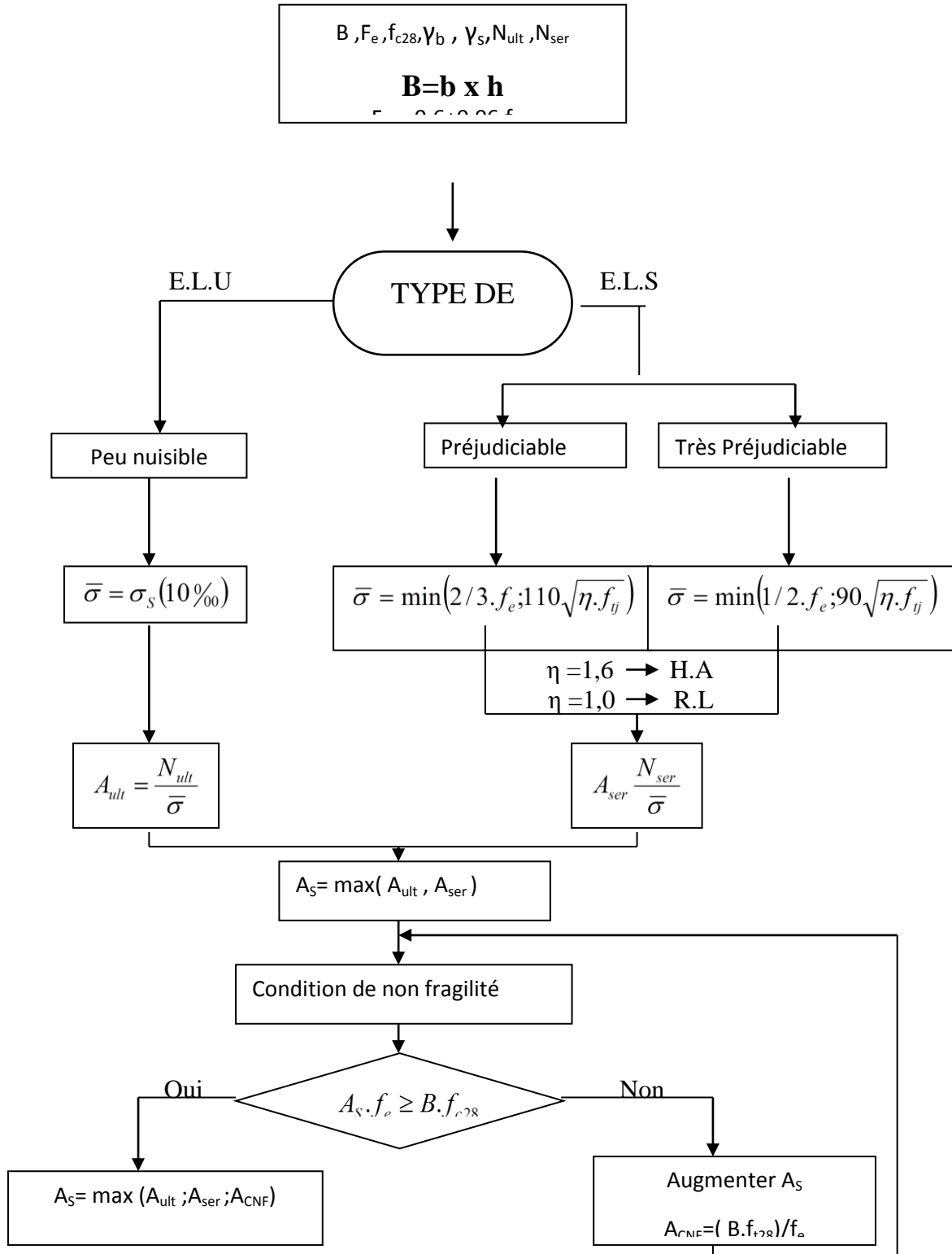
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE

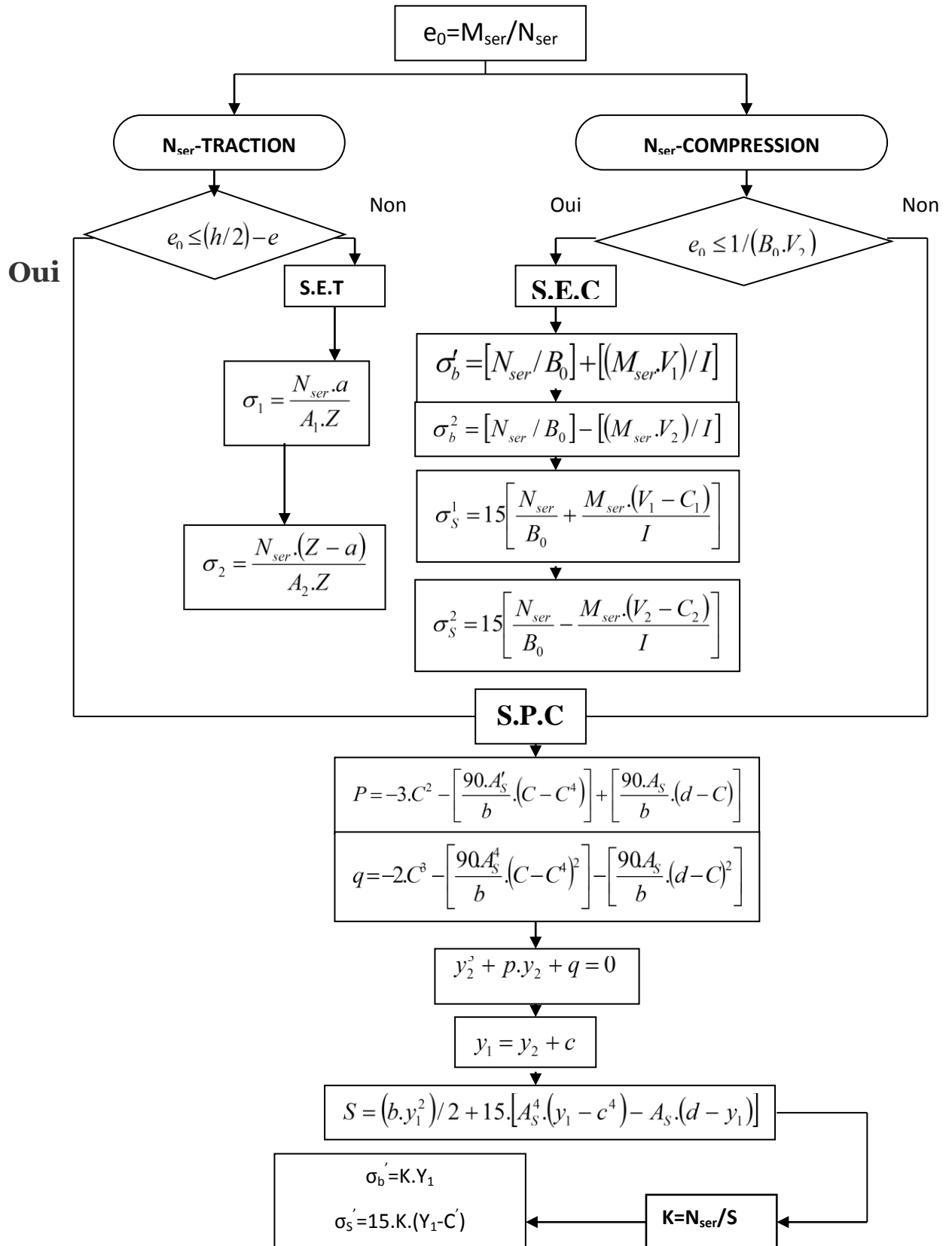


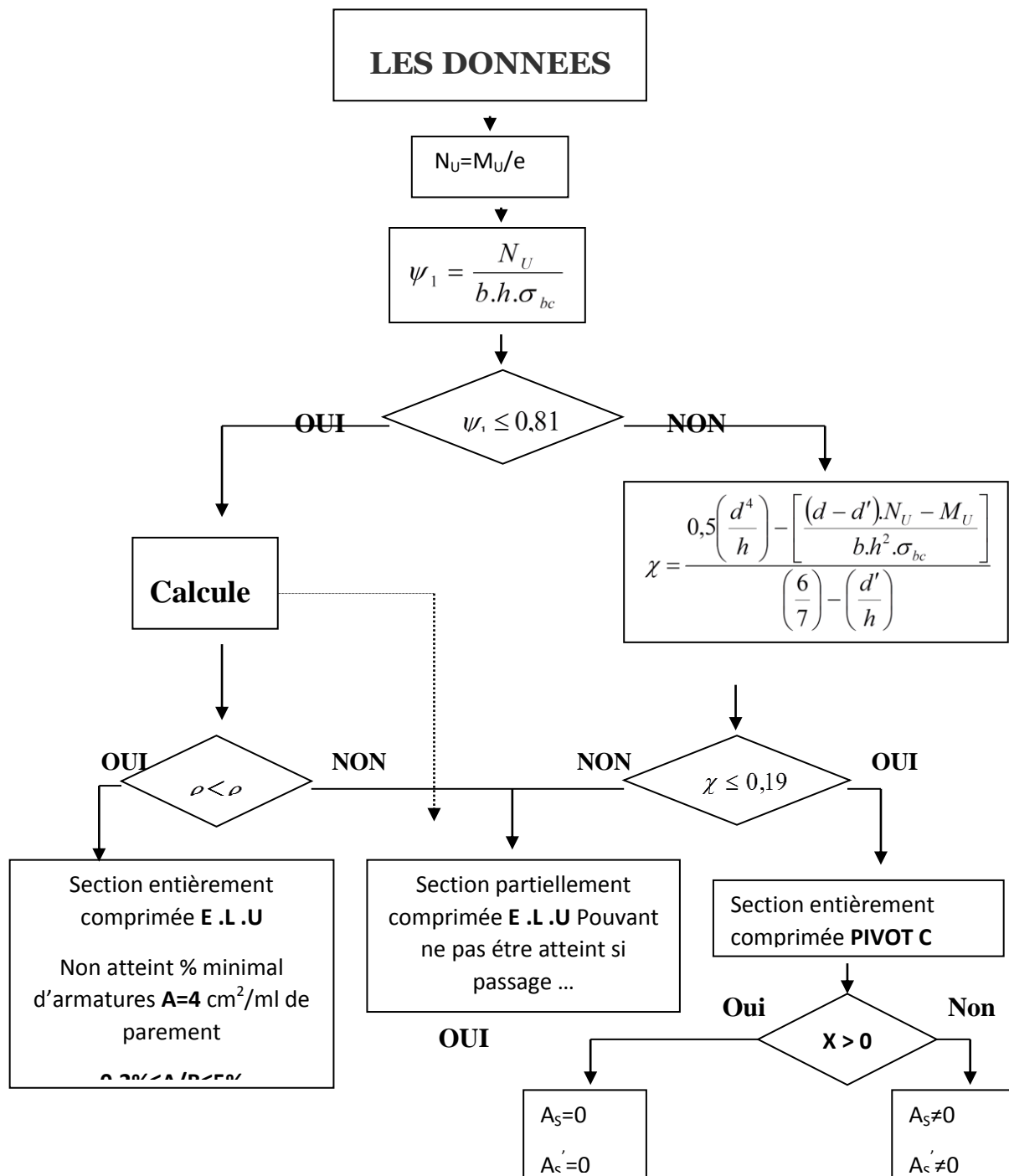
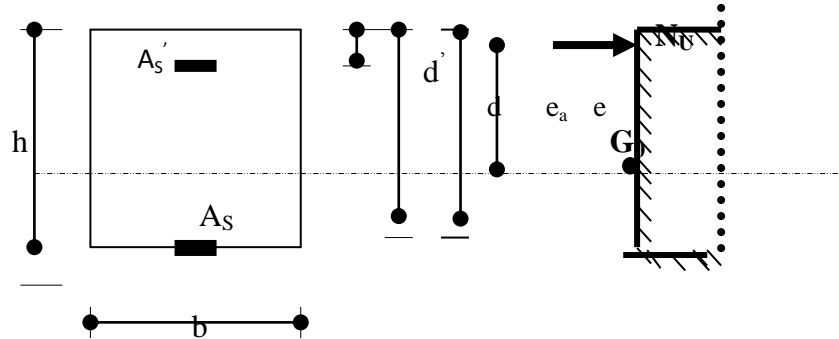
ORGANIGRAMME -III-

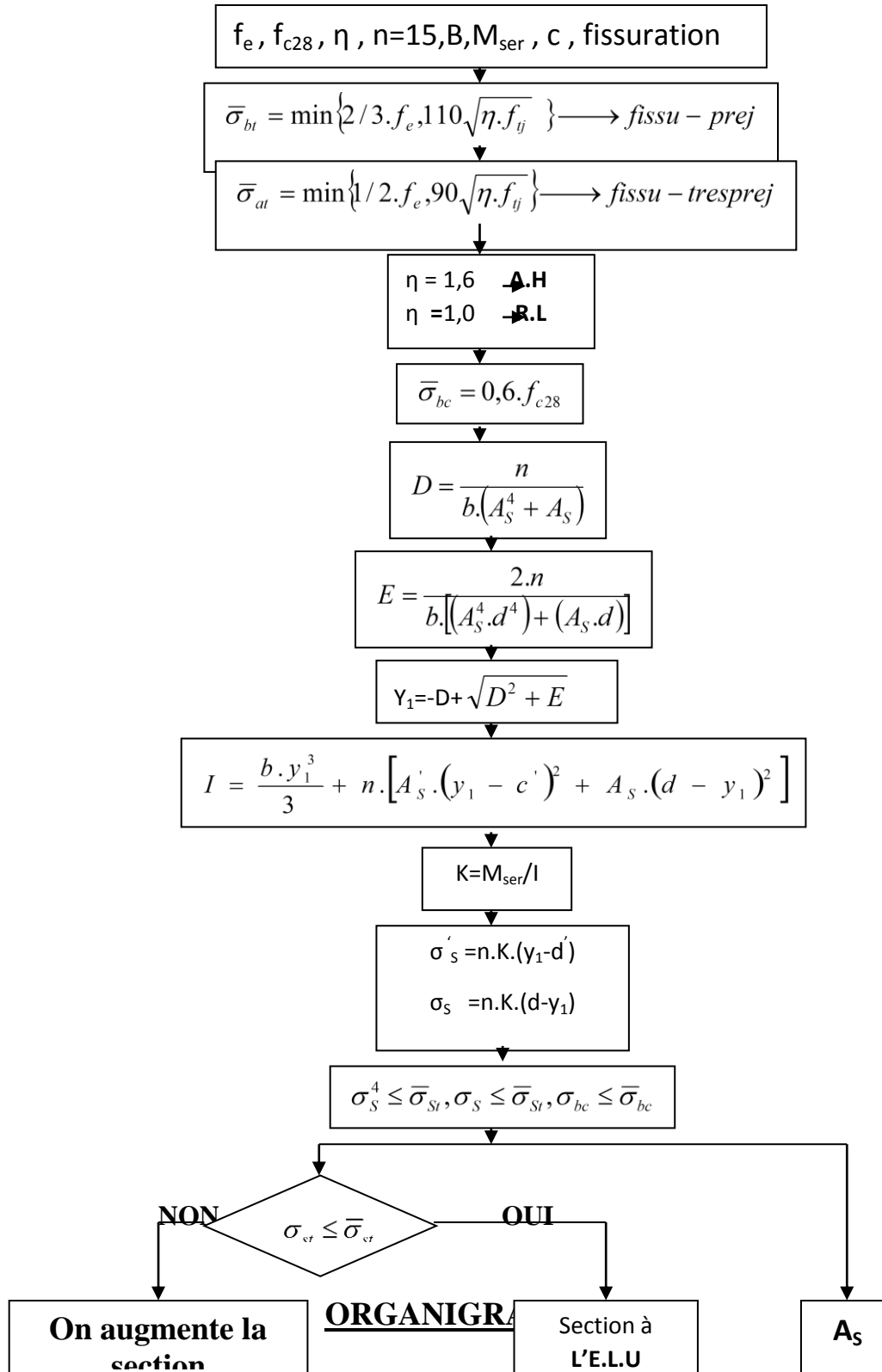
TRACTION SIMPLE



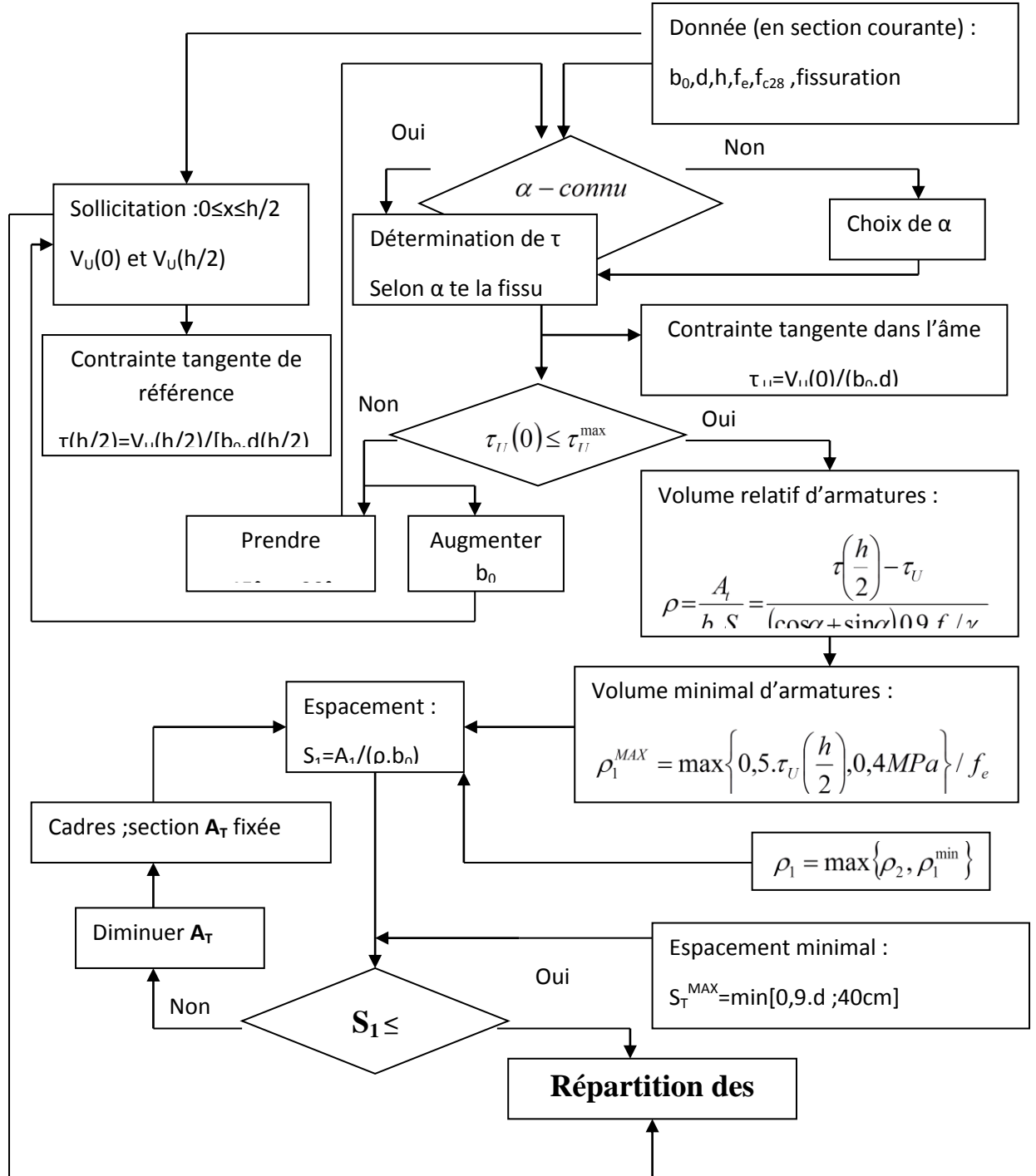
ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A -ELS-



ORGANIGRAMME -V-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**

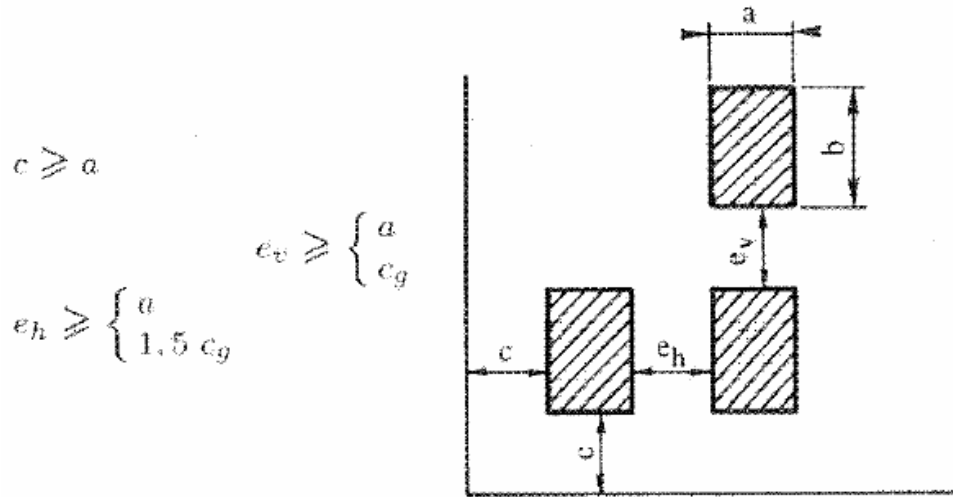
ORGANIGRAMME -VI-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-**

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHAN



ORGANIGRAMME -VIII-

L'espace des poutres entre armatures.



ORGANIGRAMME -IX

