

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MASTER EN GENIE CIVIL



OPTION : Structures

Thème :

ETUDE D'UN BÂTIMENT Rez de chaussé+8 + SOUS-SOL

EN BÉTON ARMÉ

Réalisé par :

- CHELLAHI MOHAMED SAMI
- LOUKHAOUKHA MOHAMED

Encadré par :

- Dr. AZZAZ ABDESSAMED

Blida, 2021

Dédicaces.

Je dédie ce travail à :

*Mes chers parents, qui ont fait tant de sacrifices
pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui ont toujours été derrière moi pour
me reconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou
en dehors.*

*A Mon frère, Mes sœurs ainsi qu'à toute la famille CHELLAHI et
BOUATMANE.*

*Tous Mes amis de promotion et spécialement Nedjmaoui Nour El-Islam et ses
débat sur les différentes méthodes de calcul, Belkhir Amira, Semai Mounir,
Guellal Anis, Kettal khaled.*

*Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de
Loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.*

MERCI

CHELLAHI MOHAMED SAMI

Remerciements.

Avant tout, nous sommes reconnaissants envers Allah pour la volonté et la force qu'il nous a conféré pour la réalisation de ce travail.

Je souhaite remercier mon promoteur Dr. AZZAZ ABDESSAMED pour son soutien, sa

disponibilité, son aide et ses précieux conseils au cours de l'élaboration de ce projet. Mais aussi un grand merci à la société " CSCEC " pour m'accepter et m'encadrer durant les 3 mois de stage, et spécialement les ingénieurs de département étude :

Mon maitre de stage Bouyahi Mohamed , Berkani Bilal , Khelifi Charaf Eddine, Talbi Abd El-Hakim, Sebti Anis, Yazid Nedjm Eddine et Bertal Sofiane , pour ses aides et ses orientations je leur souhaite plein succès dans leur vies personnelles et professionnelles.

Je remercie aussi les membres du jury qui prendront le temps de lire

Et évaluer ce travail.

Pour finir, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers les enseignants du département de génie civil de l'université de SAAD DAHLEB qui ont contribué à ma formation.

CHELAHI MOHAMED SAMI.

RESUME.

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, constituée d'un rez-de-chaussée, sous-sol et 8 étages.

Ce bâtiment se situe à, Wilaya d'ALGER, qui est considérée come une zone à forte activité sismique. C'est une structure contreventée par des voiles porteurs, la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **SAP2000V14**. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à des fondations de type radier nervuré .

Mots clés :

Béton armé, voiles porteurs, étude dynamique, étude infrastructure

ملخص.

الهدف من هذا العمل هو دراسة عمارة من الخرسانة المسلحة تحوي ثمانية طوابق وطابق أرضي و دور سفلي توجد هذه العمارة في مدينة الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المناطق ذات نشاط زلزالي قوي . هذه المنشأة مدعومة بجدران حاملة من الإسمنت المسلح

التخطيط تم طبقا لقوانين البناء سارية المفعول (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

الدراسة الديناميكية تمت بمساعدة برنامج (SAP2000V14) .

دراسة البنية التحتية للعمارة أدت إلى الاعتماد على أساسات من نوع حصيرة خرسانية

الكلمات الدلالية :

خرسانة مسلحة، جدار حامل، دراسة ديناميكية، دراسة البنية التحتية

ABSTRACT.

The aim of this work is the study of a reinforced concrete building, consisting of 8 floors and a ground floor and basement.

This building is located in, Wilaya of ALGIERS, which is part of the zone of strong seismicity. It is a structure braced carriers veils structure, the design was made according to the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

The dynamic study was performed using SAP2000V14 software. The study of the building's infrastructure resulted in the foundation of the ribbed raft type.

Key words:

Reinforced concrete, load-bearing walls, dynamic study, infrastructure study

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.

- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol..
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

LISTE DES TABLEAUX.

Tableau II.1 : Caractéristiques des aciers de bâtiment.....	12
Tableau II.2 : Les trois pivots	15
Tableau III.1: Charge permanente due aux planchers terrasse	20
Tableau III.2: Charge permanente due aux planchers courants.....	21
Tableau III.3: Charge permanente due à la dalle pleine	21
Tableau III.4: Dimensions des poutres	23
Tableau III.5: Surfaces revenant au poteau central.....	26
Tableau III.6: dégression des charges d'exploitation.	28
Tableau III.7: somme des charges permanentes en abaissement.....	29
Tableau III.8: résultats des sections pour le poteau le plus sollicité.....	31
Tableau III.9: résultats des sections poteaux adoptées.	31
Tableau IV.1: dimension des escalier	39
Tableau IV.2 : Evaluation des charges et surcharges pour le palier	41
Tableau IV.3 : Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse	41
Tableau IV.4: Combinaison des charges	42
Tableau IV.5: Sollicitations de calcul pour la 1ere et 2eme Volée.....	43
Tableau IV.6 : Résultats de ferailage de la 1ere et 2eme Volée	44
Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes.....	45
Tableau IV.8 : récapitulatif du calcul de la flèche.	47
Tableau V.1: longueur des 4 travées.....	51
Tableau V.2: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.....	52
Tableau V.3: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU	53

Tableau V.4: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS	53
Tableau V.5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU	54
Tableau V.6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU	55
Tableau V.7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS	55
Tableau V.8: longueur des 2 travées.....	56
Tableau V.9: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.....	57
Tableau V.10: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU.....	57
Tableau V.11: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS	58
Tableau V.12: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELS.	58
Tableau V.13: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU	59
Tableau V.14: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU ...	59
Tableau V.15: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS	60
Tableau V.16: Choix de section d'armature	62
Tableau V.17 Récapitulatif du calcul de la flèche	65
Tableau V.18: Evaluation des charges (Dalle Pleine)	69
Tableau V.19: Combinaison des charges (Dalle Pleine)	69
Tableau V.20: Sollicitation de calcul (Dalle Pleine)	70
Tableau V.21: Sections d'acier calculé	70
Tableau V.22 : Vérification des contraintes à l'ELS	73
Tableau.V.23 Combinaison des charges.....	76
Tableau V.24 résultats des efforts internes.....	77
Tableau V.25 Ferrailage du porte-à-faux.....	79
Tableau V.26 Vérification des contraintes du porte-à-faux.....	80
Tableau VI.1: paramètre d'effort tranchant à la base.	86
Tableau VI.2: Période et pourcentage des masses modales effectives	90
Tableau VI.3: Vérifications des Résultante des forces sismiques	92
Tableau VI.4: Vérifications de l'effort normal réduit.....	93

Tableau VI.5: Vérifications des déplacements inter-étage	94
Tableau VI.6: section des poteaux augmenté.	95
Tableau VI.7: Période et pourcentage des masses modales effectives(2).	97
Tableau VI.8: paramètre d'effort tranchant à la base(2).....	98
Tableau VI.9: pourcentage de l'effort normal repris par les voiles et les portique ...	99
Tableau VI.10: Période et pourcentage des masses modales effectives(2)	100
Tableau VI.11: paramètre d'effort tranchant à la base(3).....	101
Tableau VI.12: Vérifications des Résultante des forces sismiques(2).....	102
Tableau VI.13 : majoration de la force sismique.....	102
Tableau VI.14: Vérifications de l'effort normal réduit (2).....	103
Tableau VI.15: pourcentage de l'effort normal repris par les voiles et les portique(2).....	103
Tableau VI.16: Vérifications des déplacements inter-étage(2)	104
Tableau VI.17 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X).....	105
Tableau VI.18 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y)	106
Tableau VII.1: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation durable).	109
Tableau VII.2: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle1(G+Q \pm E)).....	110
Tableau VII.3: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle(0,8G \pm E))	110
Tableau VII.4: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales	111
Tableau VII.5: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales	111
Tableau VII.6: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales	112
Tableau VII.7: les diamètres adoptés (une seule nappe)	112
Tableau VII.8: les diamètres adoptés (toute les nappes)	112
Tableau VII.9: armatures transversales adoptées (Zone nodale).....	113
Tableau VII.10: armatures transversales adoptées (Zone courante).....	113

Tableau VII.11: Vérification de Conditions de non-fragilité	114
Tableau VII.12: Vérification au cisaillement.	114
Tableau VII.13: Sollicitations de calcul (Poutre)	118
Tableau VII.14: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutres).....	119
Tableau VII.15: les diamètres adoptés pour chaque poutre.....	119
Tableau VII.16: Résultats de calcul des armatures transversales	120
Tableau VII.17: diamètres adoptés comme armatures transversales	121
Tableau VII.18 vérifications de non fragilité (poutre).....	121
Tableau VII.19: Vérification au cisaillement	122
Tableau VII.20: récapitulatif du calcul de la flèche.....	122
Tableau VII.21: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (X-X)	138
Tableau VII.22: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (Y-Y)	138
Tableau VII.23: résultats détaillés du ferrailage vertical RDC V1	142
Tableau VII.24: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.	143
Tableau VII.25: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.	144
Tableau VII.26: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.....	145
Tableau VII.27 : choix du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.....	146
Tableau VII.28 : vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2 ^{ème} étage.	146
Tableau VII.29 : résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème}	147
Tableau VII.30: choix du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.....	148
Tableau VII.31: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5 ^{ème} étage.	148

Tableau VII.32: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	149
Tableau VII.33: choix du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	150
Tableau VII.34: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7 ^{ème} étage.	150
Tableau VII.35 : résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	153
Tableau VIII. 1 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELU.....	163
Tableau VIII. 2 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELS	163
Tableau VIII. 3 Calcul des moments à l'ELU.....	164
Tableau VIII.4. Calcul des moments à l'ELS.....	165
Tableau VIII.5 Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	165
Tableau VIII 6. Vérification des contraintes à l'ELS	166
Tableau VIII 7. Ferrailage des nervures suivant x-x	167
Tableau VIII 8. Ferrailage des nervures suivant y-y	167
Tableau VIII 9. Vérification des contraintes à l'ELS	168
Tableau VIII 10. Vérification des contraintes à l'ELS (2)	168
Tableau VIII 11. Espacement des armatures transversales (nervure).....	169
Tableau VIII 12. Choix des armatures transversales	170
Tableau VIII 13. Ferrailage du voile périphérique.	174
Tableau VIII 14. Vérification des contraintes à l'ELS	176

LISTE DES FIGURE.

Figure I.1: Site de l'ouvrage avec google maps.....	3
Figure I.2: Plancher à corps creux	5
Figure I.3: Brique creuse	6
Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations ELU.....	10
Figure II.2 : Diagramme contraintes-déformations ELS	11
Figure II.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier	13
Figure II.4 : Diagramme de déformation limite de la section.....	15
Figure III.1: Charge permanente due aux planchers terrasse.....	20
Figure III.2: Charge permanente due aux planchers courants	20
Figure III.3: Dimensions à respecter pour les poutres	23
Figure III.4: surface occupée par le poteau le plus sollicité	26
Figure III.5: Coupe de voile en élévation	32
Figure III.6: Coupes transversales des voiles selon RPA99V2003	33
Figure IV.1 : Schéma d'acrotère	34
Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure IV.3: Schéma statique des volées	38
Figure IV.4: Vu en élévation des escaliers	39
Figure IV.5: Vu en plan des escaliers	40
Figure IV.6: Schéma statique de la 1 ^{ere} et 2 ^{eme} Volée	42
Figure IV.7: diagramme des moments fléchissant a ELU.	42
Figure IV.8: diagramme des efforts tranchants a ELU.	43
Figure IV.9: diagramme des moments fléchissant a ELS.....	43
Figure IV.10: diagramme des efforts tranchants a ELS.....	43

Figure IV.11 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	47
Figure V.1: Corps Creux.....	48
Figure V.2: Plancher corps creux	49
Figure V.3: Moment fléchissant sur 5 appuis	52
Figure V.4: Effort tranchant sur 5 appuis	52
Figure V.5: Moment fléchissant sur 3 appuis	56
Figure V.6: Effort tranchant sur 3 appuis	56
Figure V.7: dimesnions de la poutrelle.....	61
Figure V.8: ferrailage des poutrelle.....	66
Figure V.9: Vue en plan du plancher dalle pleine.....	68
Figure V.10: schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	73
Figure V.11 : Dimensions du balcon.	74
Figure V.12 : Schéma statique de la porte à faux	76
Figure V.13 : valeur de M_x	76
Figure V.14 : valeur de M_y	77
Figure V.15 : valeur de A_{sx}	78
Figure V.16 : valeur de A_{sy}	78
Figure V.17 : schéma de ferrailage de la porte à faux	80
Figure VI.1: Spectre de réponse de calcul	88
Figure VI.2: Page d'accueil du logiciel (SAP2000V14)	89
Figure VI.3: Vue en 3D du modèle depuis le logiciel	90
Figure VI.4: Vue en plan du positionnement des voiles.....	95
Figure VI.5: Vue en 3D du modèle avec voiles depuis le logiciel	96
Figure VII.1: Schéma de ferrailage de poteau $60 \times 60 \text{cm}^2$	115
Figure VII.2: Schéma de ferrailage de poteau $55 \times 55 \text{cm}^2$	115

Figure VII.3: Schéma de ferrailage de poteau 50×50cm ²	116
Figure VII.4: Schéma de ferrailage de poteau 45×45cm ²	116
Figure VII.5: Schéma de ferrailage De la poutre principale avec voile.	132
Figure VII.6: Schéma de ferrailage De la poutre principale sans voile	132
Figure VII.7: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire avec voile	133
Figure VII.8: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire sans voile.....	133
Figure VII.9 : disposition des voiles avec numérotation.	136
Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du voile RDC V1.	154
Figure VII.11 : Schéma de ferrailage du voile 2 ^{ème} étage V1.	154
Figure VII.12 : Schéma de ferrailage du voile 5 ^{ème} étage V1.	155
Figure VII.13 : Schéma de ferrailage du voile 7 ^{ème} étage V1.	155
Figure VIII.1: Schéma d'un radier nervuré	158
Figure VIII.2: Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	160
Figure VIII.3: distribution des contraintes sous radier	162
Figure VIII.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	171
Figure VIII.5: Schéma de ferrailage de la nervure sens (x-x)	171
Figure VIII.6: Schéma de ferrailage de la nervure sens (y-y)	171
Figure VIII.7: présentation des effort appliqué sur le voile périphérique	172
Figure VIII.8: Présentation d'hauteur d'ancrage	173

TABLE DES MATIERES.

INTRODUCTION GENERALE :	1
I. PRESENTATION DU PROJET	3
I.1.Introduction	3
I.2.Présentation de l'ouvrage	3
I.3.Caractéristique de la structure	4
I.3.1.Dimension en plan	4
I.3.2.Dimension en élévation	4
I.4.Choix structuraux	4
I.5.Donné du site	4
I.6.Règlements utilisés	4
I.7.Définition des éléments de l'ouvrage	5
I.7.1.Planchers	5
I.7.2.Planchers à corps creux	5
I.7.3.Dalle pleine	6
I.8.Maçonnerie	6
I.8.1.Murs extérieurs :	6
I.8.2.Murs intérieurs :	6
I.8.3.Revêtement	6
I.8.4.Balcon	7
I.8.5.Acrotères	7
I.8.6.Escaliers	7
II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	8
II.1.Introduction :	8
II.2.Béton :	9
II .2.1.Dosage du béton :	9
II .2.2.Résistances mécaniques du béton :	9
II .2.2.1.Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :	9
II .2.2.2.Résistance caractéristique à la Traction :	10
II .2.2.3.Coefficient de Poisson :	10
II .2.2.4.Contrainte limite :	10
II .2.2.4.1.État limite ultime (ELU) :	10

II .2.2.4.2.État limite de service (ELS) :	11
II.3. Acier :	12
II .3.1.Caractéristiques mécaniques :	12
II .3.2.Contrainte limite :	13
II .3.2.1.État limite ultime (ELU) :	13
II .3.2.2.État limite de service (ELS) :	13
II.4. Actions et sollicitations :	14
II .4.1.Définitions :	14
II .4.1.1.Les actions :	14
II .4.1.2.Les sollicitations :	14
II .4.1.3.Hypothèses de calcul :	14
II .4.1.3.1.Calcul aux états limites de services :	14
II .4.1.3.2.Calcul aux états limites de résistance :	14
III. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES	18
III.1.Introduction	18
III.2.Prédimensionnement du plancher	18
III.2.1.Plancher corps creux (étage courant)	18
III.2.2.Dalle pleine (Sous-sol, RDC, 1 ^{er} étage)	19
III.3.Evaluation des charges et surcharges	19
III.3.1.Plancher terrasse	20
III.3.2.Plancher étage courant	20
III.3.3.Dalle pleine	21
III.4.Prédimensionnement des poutres	22
III.4.1.Les poutres principales :	22
III.4.2.Les poutres secondaires :	23
III.5.Prédimensionnement des poteaux	24
III.5.1.Calcul des surfaces revenant au poteau plus sollicité	26
III.5.2.Dégression des charges d'exploitation	27
III.5.3.Calcul des sections des poteaux	31
III.6.Pré dimensionnement des voiles	32

IV. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	34
IV.1 Introduction :	34
IV.2. Acrotère	34
IV.2.1. Chargements de l'acrotère	35
IV.2.2. Calcul des efforts	35
IV.2.3. Calcul du ferrailage.....	35
IV.2.3.1. Calcul des armatures verticales.....	35
IV.3. Les escaliers	38
IV.3.1. Introduction :	38
IV.3.1.1. Schéma statique des volées	38
IV.3.2. Caractéristiques Géométriques	38
IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges.....	41
IV.3.4. Combinaison des charges.....	42
IV.3.5. Sollicitations sur l'escalier :	42
IV.3.6. Ferrailage :	44
IV.3.6.1. Armature longitudinale :	44
IV.3.6.2. Armature transversale :	44
IV.3.7. Vérifications :	45
IV.3.7.1. Condition de non fragilité :	45
IV.3.7.2. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :	45
IV.3.7.3. Vérification des contraintes du béton :	45
IV.3.7.4. Vérification de la flèche :	46
 V. LES PLANCHERS	 48
V.1. Introduction.....	48
V.2. Plancher corps creux.....	48
V.2.1. Prédimensionnement des poutrelles	49
V.2.1.1. Méthode de calcul	49
V.2.2. Plancher terrasse :	52
V.2.3. Plancher étage courant	54
V.2.4. Poutre à deux travées :	56
V.2.4.1. Plancher terrasse :	57

V.2.4.2.Plancher étage courant	59
V.2.5.Ferraillage de poutrelle (ELU) :	61
V.2.5.1.Ferraillage en travée :	61
V.2.5.2.Ferraillage en appuis :	62
V.2.5.3.Calcul des armatures transversales et de l'espacement :	63
V.2.6.Vérifications :	64
V.2.6.1.Vérification de la flèche :	65
V.3.Ferraillage de la dalle de compression.....	67
V.4.Dalle pleine	68
V.4.1.Caractéristiques géométriques.....	68
V.4.2.Evaluation des charges	69
V.4.3.Combinaison des charges	69
V.4.3.1.Répartition des moments	69
V.4.3.2.Sollicitation de calcul	69
V.4.4.Calcul de Ferraillage :	70
V.4.4.1.Armature longitudinale	70
V.4.4.2.Calcul des armatures des armatures transversales :	72
V.4.5.Vérification a L'ELS :	72
V.4.5.1.Evaluation des sollicitations à l'ELS :	72
V.4.5.1.Vérification des contraintes à L'ELS :	72
V.4.5.1.Condition de non fragilité :	73
V.5. Porte à faux :	74
V.5.1.Introduction :	74
V.5.2.L'Epaisseur de porte à faux :	74
V.5.3.Evaluation des charges :	75
V.5.3.1.Combinaison des charges	76
V.5.4.Calcul du ferraillage :	78
V.5.5.Vérifications :	79
V.5.5.1.Condition de non fragilité :	79
V.5.5.2.Vérification de l'effort tranchant :	79
V.5.5.3.Vérification des contraintes à L'ELS :	79

VI.ETUDE DYNAMIQUE & SISMIQUE	81
VI.1.Introduction :.....	81
VI.1.1.Objectifs de l'étude sismique :.....	81
VI.1.2.Modélisation mathématique :.....	81
VI.2.Choix de la méthode de calcul :.....	82
VI.2.1.Méthode statique équivalente :	83
VI.2.1.1.Principe de la méthode :.....	83
VI.2.1.2.Calcul de la force sismique totale (Structure portique seulement) :	83
VI.2.1.3.Estimation empirique de la période fondamentale :	84
VI.2.2.Méthode modale spectrale :	87
VI.2.2.1.Principe de la méthode :.....	87
VI.2.2.2.Hypothèses à respecter :.....	87
VI.2.2.3.Spectre de réponse de calcul :.....	87
VI.2.2.4.Nombre de modes à considérer :.....	88
VI.2.2.5.Modélisation de la structure :.....	88
VI.2.2.6.Description générale du logiciel utilisé :	88
VI.2.3.Analyse de la structure :.....	89
VI.2.3.1.Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel :.....	90
VI.2.4.Vérifications règlementaires :	91
VI.2.4.1.Période fondamentale théorique :	91
VI.2.4.2.Résultante des forces sismiques :.....	91
VI.2.4.3.Vérifications des Sollicitations normales :	92
VI.2.4.4.Vérification des déplacements latéraux inter- étages :	93
VI.3.Calcul de la force sismique totale :.....	95
VI.3.1.Modification de structure :.....	95
VI.3.1.1.Augmentation des sections des poteaux :	95
VI.3.1.2.Positionnement des voiles :.....	95
VI.3.2.Participation massique :.....	97
VI.3.3.Résultats de méthode statique équivalente :	98

VI.3.3.1.Période fondamentale théorique :	98
VI.3.4.Justification du système de contreventement :	98
VI.4.Changement de Système de contreventement :	100
VI.4.1.Participation massique :	100
VI.4.2.Résultats de méthode statique équivalente :	101
VI.4.2.1.Période fondamentale théorique :	101
VI.4.3.Résultante des forces sismiques.....	101
VI.4.4.Vérifications des Sollicitations normales :	102
VI.4.5.Justification du système de contreventement :	103
VI.4.6.Vérification des déplacements latéraux inter- étages :	104
VI.4.7.Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:	105
VII.Ferraillage des éléments structuraux.....	107
VII.1.Introduction.....	107
VII.2.Ferraillage des poteaux.....	107
VII.2.1.Combinaison des charges.....	108
VII.2.2.Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.....	108
VII.2.2.1.Armatures longitudinales.....	108
VII.2.2.2.Armatures transversales.....	108
VII.2.3.Sollicitations de calcul.....	109
VII.2.3.1.Poteau plus sollicité.....	109
VII.2.4.Ferraillage.....	111
VII.2.4.1.Armatures longitudinales.....	111
VII.2.4.2.Armatures transversales :	113
VII.2.5.Vérifications :	114
VII.2.5.1.Conditions de non-fragilité :	114
VII.2.5.2.Vérification au cisaillement :	114
VII.3. Ferraillage des poutres:.....	117
VII.3.1.Prescriptions données par RPA99/version 2003 :	117
VII.3.1.1.Armatures longitudinales :	117
VII.3.1.2.Armatures transversales :	117
VII.3.2.Combinaison des charges :	118

VII.3.3.Sollicitations de calcul.....	118
VII.3.4.Ferraillage de poutre :.....	119
VII.3.4.1.Calcul des Armatures longitudinales.....	119
VII.3.4.2.Calcul des armatures transversales :.....	120
VII.3.1.Vérifications :	121
VII.3.1.1.Condition de non-fragilité :	121
VII.3.1.2.Vérification au cisaillement :	122
VII.3.1.3.Vérification de la flèche :	122
VII.4. Ferraillage des voiles:.....	134
VII.4.1.Règles à suivre.....	134
VII.4.1.1.Armature verticale :	134
VII.4.1.2.Armature horizontale :.....	135
VII.4.2.Combinaison de charge	136
VII.4.3.Ferraillage vertical.....	137
VII.4.3.1.Exemple d'application.....	139
VII.4.3.1.1.Vérification du contrainte admissible :.....	141
VII.4.3.2.Ferraillage vertical des voiles (RDC).....	142
VII.4.3.3.Ferraillage vertical des voiles (2ème étage)	145
VII.4.3.4.Ferraillage vertical des voiles (5ème étage).....	147
VII.4.3.5.Ferraillage vertical des voiles (7ème étage)	149
VII.4.4.Ferraillage horizontal.....	151
VII.4.4.1.Vérification des voiles à l'Effort tranchant :	151
VII.4.4.2.Exemple d'application.....	152
VIII.Les Fondations.....	156
VIII.1.Introduction :	156
VIII.2.Choix du type de fondation	156
VIII.3.Radier Nervuré :	158
VIII.3.1.Surface du radier :	158
VIII.3.2.Prédimensionnement du radier :.....	159
VIII.3.2.1.Dalle	159
VIII.3.2.2.Nervure :.....	159
VIII.3.1.Les vérifications nécessaires :	160

VIII.3.1.1.Vérification au poinçonnement :	160
VIII.3.1.2.Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :	161
VIII.3.1.3.Vérification au cisaillement :	161
VIII.3.2.Caractéristiques géométriques du radier :	162
VIII.3.3.Calculs des contraintes :	162
VIII.3.3.1.Détermination des sollicitations les plus défavorables :	163
VIII.3.4.Ferraillage du radier :	164
VIII.3.4.1.Détermination des efforts :	164
VIII.3.4.2.Valeur de la pression sous radier :	164
VIII.3.4.3.Calcul du ferraillage :	165
VIII.3.4.4.Vérifications nécessaires :	166
VIII.4.Ferraillage des nervures :	167
VIII.4.1.Calcul des efforts :	167
VIII.4.2.Calcul des armatures :	167
VIII.4.3.Vérifications nécessaires :	168
VIII.4.4.Armature de peau :	170
VIII.5.Voile périphérique :	172
VIII.5.1.Introduction :	172
VIII.5.2.Pré dimensionnement :	172
VIII.5.3.Evaluation des charges :	173
VIII.5.4.Effort dans la dalle :	173
VIII.5.5.Ferraillage de la dalle :	174
VIII.5.6.Condition exigée par les RPA99/version 2003 :	174
VIII.5.6.1.Condition de non fragilité :	175
VIII.5.6.1.Vérification de l'effort tranchant :	175
VIII.5.6.2.Vérification à L'ELS :	176

INTRODUCTION GENERALE :

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort.

L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Egypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction a donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, et la construction métallique).

On sait que le développement économique dans les pays privilégiés la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, de la construction verticale, à cause des dégâts que peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations parasismique qui rigidifient convenablement la structure.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES, des études faites par des experts comme Victor DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+8, avec sous-sol.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète de l'ouvrage, la définition de ses différents éléments.
- La deuxième étape sera la précision des caractéristiques des matériaux utilisés.

- La troisième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La quatrième étape portera sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier).
- La cinquième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferrailages.
- La sixième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP2000V14.
- La septième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' **RPA 99**.
- La huitième portera sur l'étude de l'infrastructure.
- On terminera le travail par une conclusion générale.

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction

L'étude d'un ouvrage nécessite beaucoup d'information sur le site de l'exécution et plan architecture ainsi que l'utilité de l'ouvrage, ce dernier est un bâtiment de R+8+S-sol :



Figure I.1: Site de l'ouvrage avec google maps.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre étude fait partie du projet cité ci-dessus, est un bâtiment R+8 en béton armé, à usage d'habitation, commerce et garage au sous-sol :

- Des locaux à usage habitation à partir du 2^{ème} étage jusqu'au 8^{ème},
- Des locaux à usage commerciale au rez-de-chaussée et 1^{er} étage.
- Le sous-sol destiné à être comme parking supplémentaire pour les locataires.

Le bâtiment est implanté dans la commune de ZERALDA WILAYA D'ALGER, est une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99 (version 2003) comme zone III.

D'autre coté le bâtiment est classé en groupe d'usage 2, (Bâtiment d'habitation collective avec une hauteur dépassant pas 48 m). Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan et en élévation.

I.3. Caractéristique de la structure :

I.3.1. Dimension en plan :

- Longueur : $L = 33,86 \text{ m}$
- Largeur : $L = 34,86 \text{ m}$

I.3.2. Dimension en élévation :

- Hauteur du sous-sol : 2.93 m
- Hauteur du RDC : 4 m
- Hauteur d'étage : $3,1 \text{ m}$
- Hauteur totale avec sous-sol : $32,63 \text{ m}$

I.4. Choix structuraux :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le **RPA 99/ version 2003** exige de mettre des voiles de contreventement pour toute structures dépassent une hauteur de 11 mètres en zone **III**. Le type de contreventement sera un un système contreventé par des voiles porteurs, pour ce genre de système il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- On considère que les sollicitations horizontales sont prises totalement par les voiles.

I.5. Donné du site :

Selon le **RPA99/version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent.

- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site ferme (catégorie S_2).
- La contrainte admissible du sol $q_a = 2bars$

I.6. Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/ modifications 2003**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA.93**.

- Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et d'exploitations.
- Règle pour le calcul des fondations superficielles **DTU 13.12**

I.7. Définition des éléments de l'ouvrage

I.7.1. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Pour ce bâtiment on a choisi des planchers en corps creux pour l'usage d'habitation et planchers en dalle pleine pour l'usage commerciale.

I.7.2. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées ou coulées sur place en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



Figure I.2: Plancher à corps creux

I.7.3. Dalle pleine

Elle concerne les escaliers, et les dalles permettant l'accès aux appartements (porte à faux) et les plancher à usage commerciales.

I.8. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

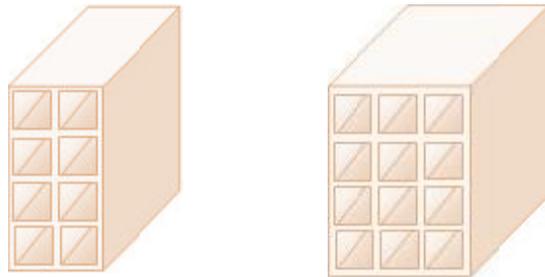


Figure I.3: Brique creuse

I.8.1. Murs extérieurs :

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

I.8.2. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.

I.8.3. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.8.4. Balcon

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire.

I.8.5. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère de 60 cm.

I.8.6. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers à deux volées avec un paliers de repos.

II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

II.1. Introduction :

Dans notre étude, on à utiliser comme nous avons dit dans le chapitre I, le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA.93**, ce règlement est basé sur les états limites ultime et de service.

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

○ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction :

- **Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage :** c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- **Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction :** c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.
- **Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) :** les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

○ **Etat limite de service (E.L.S) :**

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'est ruine :

- **Etat limite de service de compression de béton :** cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- **Etat limite de service d'ouverture des fissures :** il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- **Etat limite de service de déformation :** il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

II.2. Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le béton possède les qualités suivantes :

- Résistance mécanique élevée à la compression (25 – 40 MPa).
- Résistance mécanique faible à la traction (presque $\frac{1}{10}$ de sa résistance à la compression).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).

II .2.1. Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CEM II/A42,5N)	dosé à 350kg /m ³
Sable grossier	0 < Dg < 5mm → 400 L
Gravier	15 < Dg < 25mm → 800L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg/m³

II .2.2. Résistances mécaniques du béton :

II .2.2.1. Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} "), déterminée par l'essai d'écrasement en compression axiale des éprouvettes cylindriques normalisées, de 200 cm² de section, de 16 cm de diamètre, et 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II/A42,5N, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 35 MPa ($f_{c28} = 35$ MPa).

La résistance à la compression des bétons non-traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1,10f_{c28} \quad \text{Pour } j > 60 \text{ jours}$$

} j < 28 jours

II .2.2.2. Résistance caractéristique à la Traction :

La résistance à la traction, notée par f_{tj} , est déterminée par plusieurs essais :

Essai de traction Par flexion selon la norme **NF-P 18-407**.

Essai de fendage ou essai brésilien selon la norme **NF-P-408**.

Elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Dans cette relation f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en *MPa*, et elle n'est pas valable que pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

II .2.2.3. Coefficient de Poisson :

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

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

$\nu = 0$ Béton fissuré à L'E.L.U.

$\nu = 0,2$ Béton non fissuré à L'E.L.S.

II .2.2.4. Contrainte limite :

II .2.2.4.1. État limite ultime (ELU) :

○ Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle"

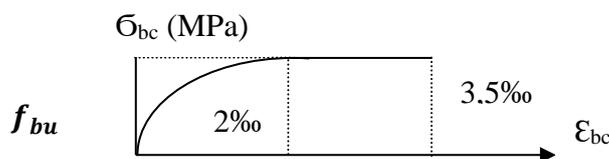


Figure II.1: Diagramme contraintes-déformations ELU

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression. $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :
- $\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale ;
- $\gamma_b = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.
- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.
- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$

II .2.2.4.2. État limite de service (ELS) :

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

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

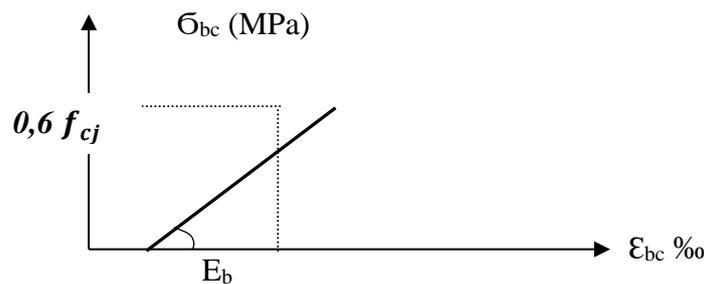


Figure II.2: Diagramme contraintes-déformations ELS

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$
- E_b : module de déformation du béton.
- E_s : module de déformation de l'acier.
- Le rapport $\frac{E_s}{E_b}$ est appelé coefficient d'équivalence : $n = 15$.

○ **Module de déformation longitudinale :**

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

○ **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

○ **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

II.3. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ MPa$.

II .3.1. Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Tableau II.1: Caractéristiques des aciers de bâtiment

Aciers	Nuance	f_e (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215	215	Anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	Fe E 235	235		
Barre H.A	Fe E 400	400	Tous travaux en béton armé	Emploi très fréquent
	Fe E 500	500		Emploi moins fréquent
Treillis soudés	T.S.L Lisse	500	Emplois courants pour : Radiers Voiles Planchers Dallages	
	T.S.H.A à haute adhérence	500		

II .3.2. Contrainte limite :

II .3.2.1. État limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation ci-dessous :

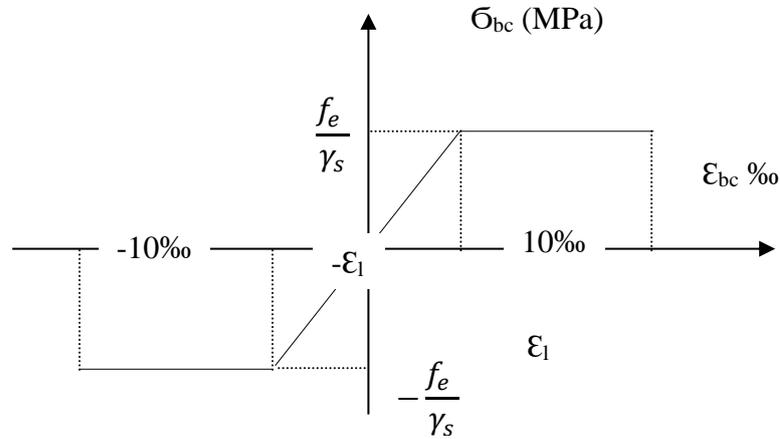


Figure II.3: Diagramme contrainte-déformation d'acier

Avec :

f_e : La limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_s = 1.15$ Pour une combinaison fondamentale ;
- $\gamma_s = 1$ Pour une combinaison accidentelle.

ϵ_1 : Allongement ou raccourcissement limite.

ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

II .3.2.2. État limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,65$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

II.4. Actions et sollicitations :

II .4.1. Définitions :

II .4.1.1. Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

II .4.1.2. Les sollicitations :

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

II .4.1.3. Hypothèses de calcul :

II .4.1.3.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton ($n = \frac{E_s}{E_b}$) est pris égal à 15.

II .4.1.3.2. Calcul aux états limites de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10 ‰
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
- $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ En flexion
- $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ En compression centrée

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (2.3) tel que :

A : correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

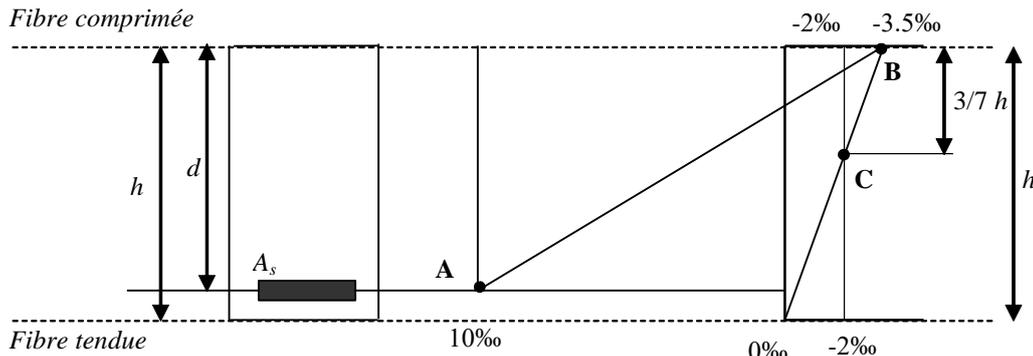
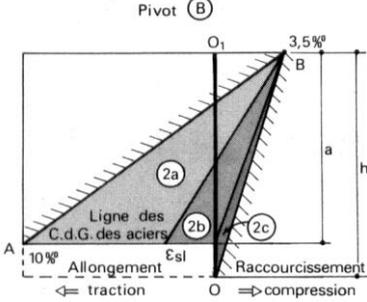
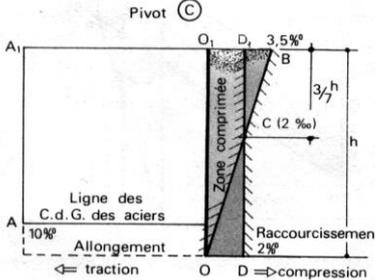


Figure II.4: Diagramme de déformation limite de la section.

Et on a dans le tableau suivant les règles des pivots sont représentées :

Tableau II.2: Les trois pivots

DOMAINE ET PIVOT	CONSTATATIONS ET CONSÉQUENCES	
	Acier	Béton
<p>Domaine 1 et pivot A :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le domaine 1 est représenté par le triangle $A_1 A B$ Les droites issues de A matérialisent les différents diagrammes possibles de déformation, Le pivot A est situé au niveau du C.D.G. (Centre de gravité) des aciers. 	<p>Régions 1a et 1b :</p> <ul style="list-style-type: none"> L'allongement ultime de l'acier est pris constant et égal à 10‰ La contrainte de calcul de l'acier tendu est maximale. (Observer le diagramme contrainte-déformations) L'acier est bien utilisé. 	<p>Région 1a :</p> <ul style="list-style-type: none"> La fibre supérieure du béton subit un allongement relatif ϵ_{bc} $0 < \epsilon_{bc} \leq 10‰$ Le béton est partout tendu. <i>exemple : cas des tirants en B.A.</i> <p>Région 1b :</p> <ul style="list-style-type: none"> La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement relatif $0 < \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ → comprimé en haut → tendu en bas → béton La section de béton est partiellement comprimée. <i>exemple : cas des poutres, des dalles.</i>

<p>Domaine 2 et pivot B :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le domaine 2 est représenté par le triangle A B O  <p>Déférents Diagrammes</p> <ul style="list-style-type: none"> région 2a région 2b région 2c 	<p>Région 2a :</p> <ul style="list-style-type: none"> L'allongement de l'acier est compris entre 10‰ maximal et un allongement ϵ_1 minimal. l'acier est bien utilisé <p>Région 2b :</p> <ul style="list-style-type: none"> Acier mal utilisé car l'allongement de l'acier étant faible, sa contrainte de traction est également faible. <p>Région 2c :</p> <ul style="list-style-type: none"> Acier faiblement comprimé en bas. 	<p>Régions 2a, 2b et 2c :</p> <ul style="list-style-type: none"> La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement constant et égal à 3,5‰ Le béton est bien utilisé. <p>béton</p> <ul style="list-style-type: none"> → comprimé en haut → tendu en bas <p>sauf en région 2c.</p> <ul style="list-style-type: none"> La section de béton est partiellement comprimée dans les régions 2a et 2b. <p><i>exemple : cas des poutres.</i></p>
<p>Domaine 3 et pivot C :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le domaine 3 est représenté par les zones grisées.  <p>Le pivot C est tel que</p> $\begin{cases} \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \\ CD_1 = \frac{3}{7} h \end{cases}$ <ul style="list-style-type: none"> La droite de déformation pivote autour du point C. 	<p>Zone CD1B :</p> <ul style="list-style-type: none"> l'acier placé en partie supérieure est comprimé. Le raccourcissement de l'acier est compris entre 2‰ et 3,5‰. <p>Zone OCD :</p> <ul style="list-style-type: none"> l'acier placé en partie inférieure est comprimée. Le raccourcissement de l'acier est inférieur ou égal à 2‰ 	<p>Zone CD1B :</p> <ul style="list-style-type: none"> le béton est comprimé. La fibre supérieure subite un raccourcissement compris entre 2‰ et 3,5‰ <p>Zone OCD :</p> <ul style="list-style-type: none"> le béton est comprimé. La section de béton est donc entièrement comprimée. <p><i>exemple : cas des poteaux.</i></p>

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ D'où : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \text{ donc : } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ D'où } \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPA : situation durable.} \\ f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,15} = 25,86 \text{ MPA : situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4,66 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 4,66 \text{ MPa} :$$

fiss peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,5 \text{ MPa} : \text{fiss nuisible ou très nuisible.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où } E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,72 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où } E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\text{Barre H.A, Fe E235, } f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Barre H.A, Fe E500, } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Treillis soudés } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ d'où } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA : situation durable.} \\ \sigma_s = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPA : situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} : \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} : \text{fissuration très préjudiciable}$$

$$\eta = 1,65 : \text{ pour les barres à haute adhérence.}$$

donc :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,7} \right\} = \min \{333,333; 228,63\}, \sigma_s = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} 500 ; 90 \sqrt{1,6 \cdot 2,7} \right\} = \min \{333,33; 187,06\}, \sigma_s = 187,06 \text{ MPa}$$

III. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.

III.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. 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 suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement.

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL 91V99, CBA. 93 et R.P.A 99/Version2003.

III.2. Prédimensionnement du plancher :

III.2.1. Plancher corps creux (étage courant) :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le prédimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale libre des poutrelles est de $L_{max} = 470 \text{ cm}$ (voir Annexe B)

La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} > h > \frac{L_{max}}{20}$$

Donc :

$$\frac{L_{max}}{25} > h > \frac{L_{max}}{20} \rightarrow \frac{470}{25} > h > \frac{470}{20} \Rightarrow h > 21,0 \quad \text{donc : } h = 21\text{cm}$$

L'épaisseur du plancher est : $(16 + 5)\text{cm}$

16 cm Pour le corps creux et **5cm** Pour la dalle de compression.

III.2.2. Dalle pleine (Sous-sol, RDC, 1^{er} étage) :

Pour les dalles permettant l'accès aux espaces commerciaux on opte pour une dalle pleine. Le plus grand panneau a comme dimensions $l_x = 4,7m$, $l_y = 4,7m$

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes : $\rho = l_x/l_y$.

$$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$0,4 \leq \frac{4,7}{4,7} = 1 \leq 1$$

$$\rho > 0,4$$

donc la dalle repose sur 4 appuis et travaille dans deux direction, BAEL A.5.2,1

- **Formule empirique :**

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{20}$$

$$\frac{470}{50} \leq e \leq \frac{470}{20} = 9,4 < e < 23,5$$

- **Isolation phonique :**

Selon les règles du **C.B.A.93**, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à **14cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On prend : $e = 15cm$.

III.3. Evaluation des charges et surcharges :

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

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

Celles-ci sont présentées dans le **DTR B.C.2.2** des charges permanentes et d'exploitations.

III.3.1. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

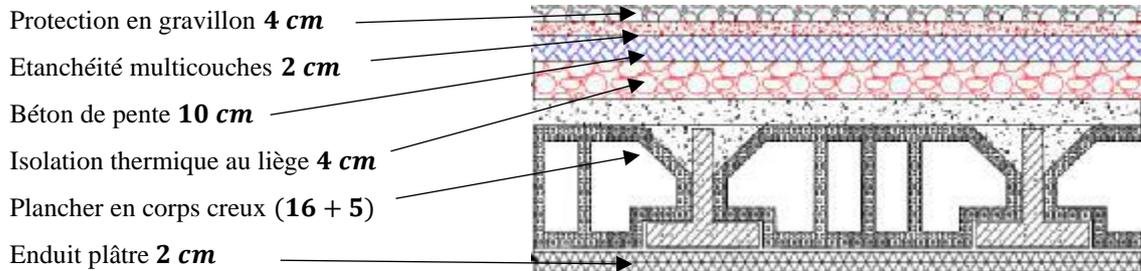


Figure III.1: Charge permanente due aux planchers terrasse

Tableau III.1: Charge permanente due aux planchers terrasse

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
protection en gravillon	4	0,80
Etanchéité multicouches	02	0,12
Béton de pente	10	2,20
Isolation thermique au liège	4	0,01
Plancher en corps creux	(16 + 5)	2,85
Enduit plâtre	2	0,20
	G	6,18 kN/m²
	Q	1 kN/m²

III.3.2. Plancher étage courant :

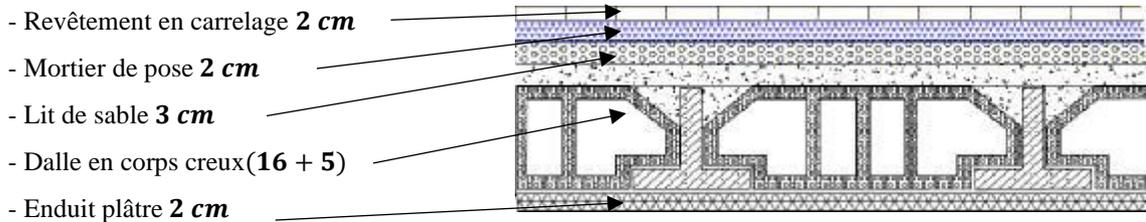


Figure III.2: Charge permanente due aux planchers courants

Tableau III.2: Charge permanente due aux planchers courants

couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m²]
Revêtement en carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	2	0,36
Dalle en corps creux	(16 + 5)	2,85
Enduit plâtre	2	0,20
Cloisons légers	–	1
	G	5, 21 kN/m²
	Q	1, 5 kN/m²

III.3.3. Dalle pleine :

Tableau III.3: Charge permanente due à la dalle pleine

couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m²]
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,3
Brique creuse	10	0,90
	G	6, 3 kN/m²
	Q(Porte a faux)	2, 5 kN/ m²
	Q(RDC)	5 kN/m²

III.4. Prédimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

III.4.1. Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

b : Largeur de la base de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

L_{max} : Plus grande portée dans le sens considéré,

Dans le sens porteur on a : $L_{max} = 4,7m$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow h = 45cm \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow b = 35cm \end{array} \right.$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003 :

- ✓ $b \geq 20cm$ On a : $35cm \geq 20cm$ (condition vérifiée).
- ✓ $h \geq 30cm$ On a : $45cm \geq 30cm$ (condition vérifiée).
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ On a : $\frac{45}{35} \leq 4$ (condition vérifiée).
- ✓ $b_{max} \leq 1,5h + b_1$ $35cm \leq 102,5cm$ (condition vérifiée).

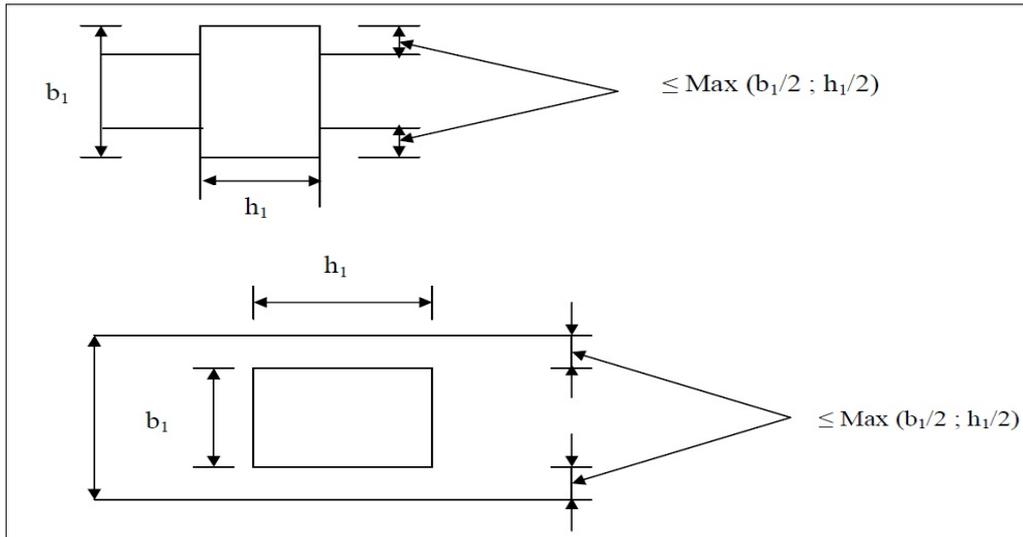


Figure III.3: Dimensions à respecter pour les poutres

III.4.2. Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Dans le sens non porteur on a : $L_{max} = 4,7m$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow h = 45cm \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow b = 35cm \end{array} \right.$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003 :

- ✓ $b \geq 20cm$ On a : $35cm \geq 20cm$ (condition vérifiée).
- ✓ $h \geq 30cm$ On a : $45cm \geq 30cm$ (condition vérifiée).
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ On a : $\frac{45}{35} \leq 4$ (condition vérifiée).
- ✓ $b_{max} \leq 1,5h + b_1$ $35cm \leq 102,5cm$ (condition vérifiée).

Tableau III.4: Dimensions des poutres

	Sens	Dimensions
Poutres principales	Parallèle à (YY)	(35x45)
Poutres secondaires	Parallèle à (XX)	(35x45)

III.5. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations.

Le prédimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA99/V2003, et le CBA 93.

D'après le RPA99/version 2003 :

- $Min (b_1 ; h_1) \geq 30cm$ (zone III)
- $Min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{ult} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Donc : $N_u \leq N_{ult}$

Tel que :

- N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
- B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2cm, [$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) m^2$].
- f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).
- f_e : Contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400MPa$).
- A : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,50$ (situation durable ou transitoire).
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).

- α : Coefficient réducteur qui tient compte des effets du second ordre que l'on néglige.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- λ : Elancement du poteau tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$
- L_f : Longueur du flambement : $L_f = 0,7 L_0$
- L_0 : Hauteur d'étage.

- i_{min} : Rayon de giration : $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$

- I_{min} : Moment d'inertie.

- B : Section du poteau.

$$N_u \leq \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On a alors :

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

On fixe l'élanement mécanique $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance, et s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple.

Donc $\alpha = 0,708$

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,8\%$ (zone III, d'après RPA99/Version2003) donc :

$$B_r \geq \frac{N_u}{0,708 \left[\frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + 0,008 \frac{400}{1,15} \right]} \rightarrow B_r (cm^2) \geq 0,66 N_u (KN)$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

III.5.1. Calcul des surfaces revenant au poteau plus sollicité :

- Poteau central :

Tableau III.5: Surfaces revenant au poteau central

Poteau	Surface
Central	m^2
H-19	25

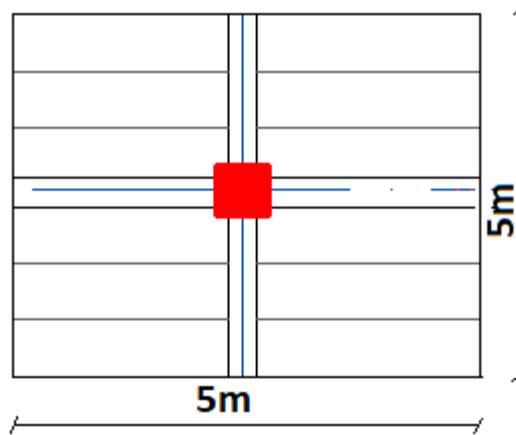


Figure III.4: surface occupée par le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte $s = 25m^2$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$)

Coté habitation

$$A = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

Coté commercial et parking

$$A = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

- Niveau terrasse :

- Plancher : $6,18 \times 25 = 154,5 \text{ KN}$

- Surcharge : $1 \times 25 = 20,9 \text{ KN}$

- Poutres : $[(5 \times 0,45 \times 0,35) \times 2] \times 25 = 39,375 \text{ KN}$

Donc : $N_G = 193,87 \text{ KN}$; $N_Q = 25 \text{ KN}$

▪ **Niveau étage courant :**

- Plancher : $5,21 \times 25 = 130,25 \text{ KN}$
- Surcharge : $1,5 \times 25 = 37,5 \text{ KN}$
- Poutres : $[(5 \times 0,45 \times 0,35) \times 2] \times 25 = 39,375 \text{ KN}$
- Donc : $N_G = 169,625 \text{ KN}$; $N_Q = 37,5 \text{ KN}$

▪ **Niveau RDC :**

- Plancher : $6.3 \times 25 = 157,5 \text{ KN}$
- Surcharge : $5 \times 25 = 125 \text{ KN}$
- Poutres : $[(5 \times 0,45 \times 0,35) \times 2] \times 25 = 39,375 \text{ KN}$

Donc : $N_G = 197,25 \text{ KN}$; $N_Q = 125 \text{ KN}$

III.5.2. Dégression des charges d'exploitation :

La règle de dégression donnée par les règlements « **DTR B.C.2.2** » qui recommandent d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

Donc :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

n : Numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Tableau III.6: dégression des charges d'exploitaton.

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	1
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,5
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,5
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,244
Sous le RDC	$Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC})$	12,39
Sous sol	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC} + Q_{s. sol})$	15,3

Tableau III.7: somme des charges permanentes en abaissement.

Etage	Niveau	Désignation des élément	G (KN)
Terrasse	N0	Poids plancher terrasse Poids des poutres	154.5 39.375
8ème	N1	N0 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	193.875 130.25 39.375 5,96
7ème	N2	N1 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	369,46 175.585
6ème	N3	N2 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	545.04 175.585
5ème	N4	N3 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	720.895 175.585
4ème	N5	N4 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	896.745 175.585
3ème	N6	N5 Plancher étage courant Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	1072.59 175.585

Tableau III. Suite7: somme des charges permanentes en abaissement.

Etage	Niveau	Désignation des élément	G (KN)
2éme	N7	N6 Plancher étage courant	1248.44
		Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (3.1 - 0,45) \times 25)$	175.585
1ere	N8	N7 Plancher 1er étage	1424.295
		Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (4 - 0,45) \times 25)$	164 39.375 7,98
RDC	Nrdc	N8 Plancher RDC	1634.63
		Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (4 - 0,45) \times 25)$	164 39.375 7,98
s/sol	Ns/sol	Nrdc Plancher sous sol	1843.96
		Poutre Poteau $\Leftrightarrow (0.3 \times 0.3 \times (2.93 - 0,45) \times 25)$	164 39.375 5.58
Total			2052.92

III.5.3. Calcul des sections des poteaux :

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = \sqrt{B_r} + 0,02$ (m) Et

Tableau III.8: résultats des sections pour le poteau le plus sollicité.

Niveau	G (KN)	N_G (KN)	Q (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	$\beta \cdot N_u$ (KN)	B_r (cm^2)	a (cm)	B (cm^2)
8 ^{ème} étage	193.875	193.875	25	25	300,58	345,67	228,14	15,12	35 × 35
7 ^{ème} étage	175.585	369,46	37,5	62.5	593,87	682,95	450,75	21,25	35 × 35
6 ^{ème} étage	175.585	546.04	37,5	95.25	880,03	1 012,03	667,94	25,86	40 × 40
5 ^{ème} étage	175.585	721.89	37,5	126.25	1 163,93	1 338,52	883,42	29,74	40 × 40
4 ^{ème} étage	175.585	897.74	37,5	152.5	1 440,70	1 656,80	1093,49	33,09	45 × 45
3 ^{ème} étage	175.585	1073.32	37,5	175	1 711,48	1 968,20	1 299,01	36,06	45 × 45
2 ^{ème} étage	175.585	1249.44	37,5	193.75	1 977,37	2 273,97	1 500,82	38,76	45 × 45
1 ^{ème} étage	209.335	1425.29	37,5	212.5	2 242,89	2 579,33	1 702,35	41,28	50 × 50
RDC	209.335	1634.63	125	231	2 643,25	3 039,74	2 006,23	44,81	50 × 50
S/Sol	208.95	1843.96	62.5	309,75	3 041,72	3 497,98	2 308,67	48,07	50 × 50

Tableau III.9: résultats des sections poteaux adoptées.

Etage	S/Sol	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	50 × 50		45 × 45			40 × 40		35 × 35		

• **Vérification des sections des poteaux :**

D'après le RPA99/version 2003 :

- $Min (b_1 ; h_1) \geq 30cm$ (zone III)
- $Min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tel que : b_1, h_1 : les dimensions de la section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage

Le poteau le plus faible est de section : **(35x35)cm**

- $Min (b_1 ; h_1) = 35cm \geq 30cm$ C.V
- $Min (b_1 ; h_1) = 35cm \geq 30cm$ C.V
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 = \frac{1}{4} < 1 < 4$ C.V

III.6. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/Version2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$ telle que :

L : Longueur de voile.

a : Épaisseur de voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

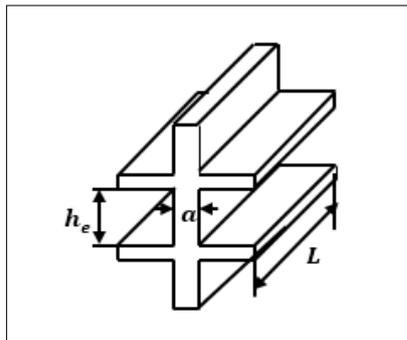


Figure III.5: Coupe de voile en élévation

- L'épaisseur minimale du voile est de **15 cm**. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

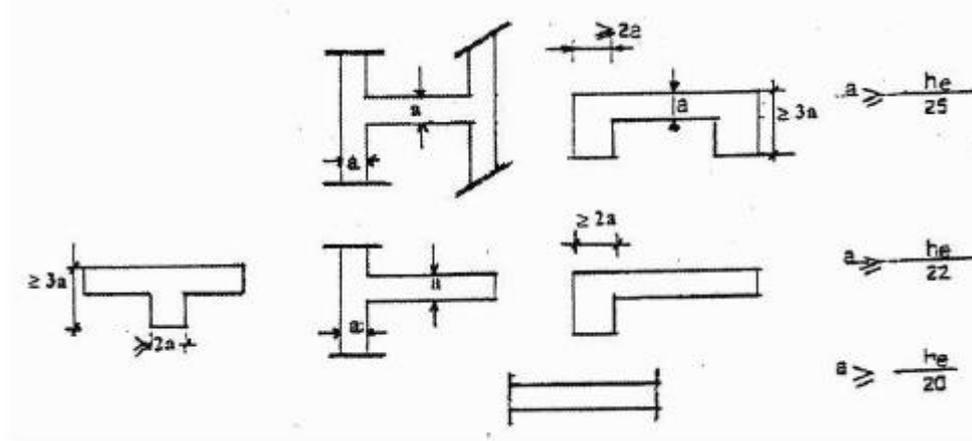


Figure III.6: Coupes transversales des voiles selon RPA99V2003

Pour notre cas : $h_e = 400\text{cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{400-45}{20} \rightarrow a \geq 17,75\text{cm} \text{ Donc on prend } a = 20\text{cm}$$

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe : ($L \geq 4a$)

- Sens longitudinal : $L_{min} = 210\text{ cm} > 4a = 100\text{ cm}$ (Vérifié)
- Sens transversal : $L_{min} = 210\text{ cm} > 100\text{ cm}$ (Vérifié)

IV. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Acrotère.
- Escaliers.

IV.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité étanchéité et évacuation des eaux des pluies au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS. L'enrobage dans ce cas pris égal à : 2 cm

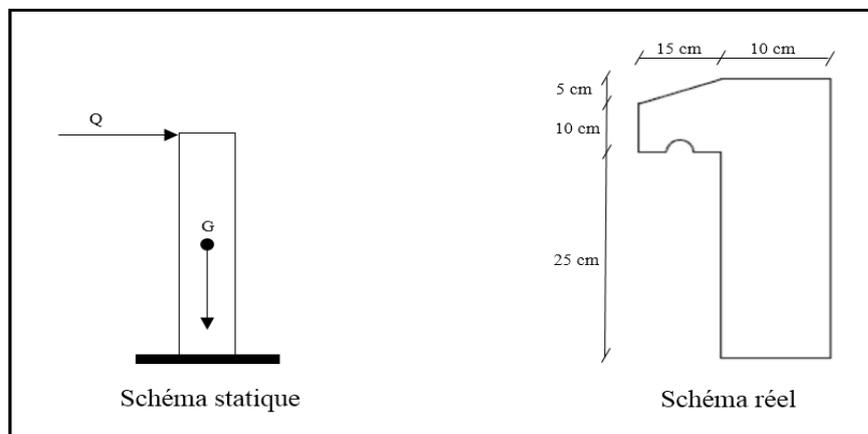


Figure IV.1 : Schéma d'acrotère

IV.2.1. Chargements de l'acrotère

$G = \text{Surface de section longitudinal} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3$

$$G = \left[(0,1 \cdot 0,4) + (0,15 \cdot 0,1) + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,05 \cdot 0,15 \right) \right] \cdot 25$$

$$G = 1,47 \text{ KN}$$

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

IV.2.2. Calcul des efforts

○ E.L.U :

- Effort normal : $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 1,47 = 1,98 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot l = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,4 = 0,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN}$

○ E.L.S :

- Effort normal : $N_s = G = 1,47 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_s = Q \cdot h = 0,4 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN.m}$

IV.2.3. Calcul du ferrailage

- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée
- Le calcul est fait à l'aide du programme **Socotec**

IV.2.3.1. Calcul des armatures verticales

○ Calcul à l'ELU :

Les sections calculées sont :

$$A_{sup} = 0$$

$$A_{inf} = 0,19 \text{ cm}^2$$

○ Vérification :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28}) = 0,6 + (0,06 \cdot 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 80 \times 1000 \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_{min} \geq 77,28 \text{ mm}^2$$

$$A = \text{Max} \{A_{\min}, A_s\}$$

$$A = 0,97 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_s = 0,97 \text{ cm}^2 = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement entre les barres :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

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

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications à l'ELS :**

Le logiciel **SOCOTEC** nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = 0,85 \text{ MPa} < \sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

$$\sigma_s = 36,5 \text{ MPa} < \sigma_{s \text{ adm}} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}] \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

D'où alors :

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ **Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 (article 6-2-3)** les éléments de structure secondaire doivent résister à la force horizontale due au séisme indiqué comme suit

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération horizontale en fonction de groupe d'usage de la zone sismique (tableau 4-1 RPA 99)

$$A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'acrotère (tableau 6-1 RPA 99)

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'élément secondaire

$$W_p = 1,47 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,25 \cdot 1,47 \cdot 0,8 = 1,17 \text{ KN}$$

Il faut que : $F_p < 1.5 Q \Rightarrow 1,17 \text{ KN} < 1.5 \text{ KN}$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique.

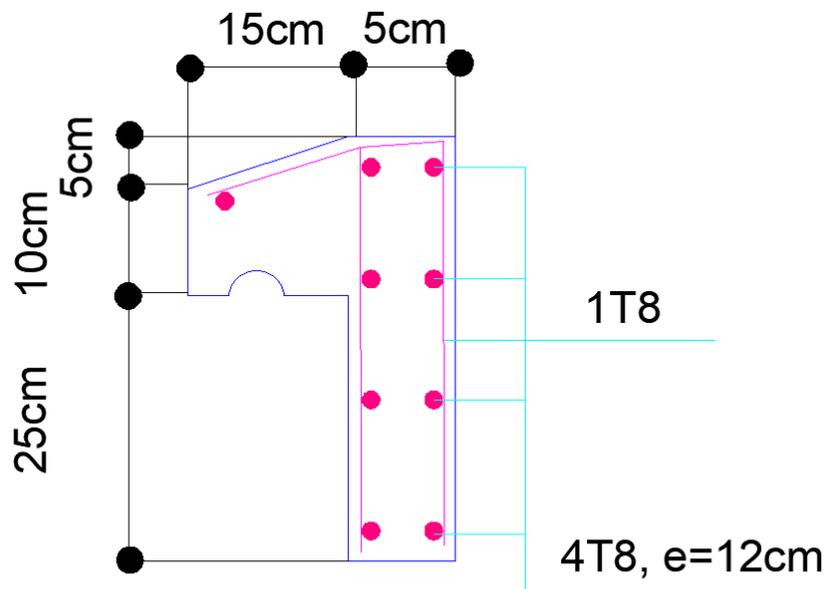


Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Les escaliers :

IV.3.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

Pour notre construction, les escaliers sont droits à trois volées.

IV.3.1.1. Schéma statique des volées

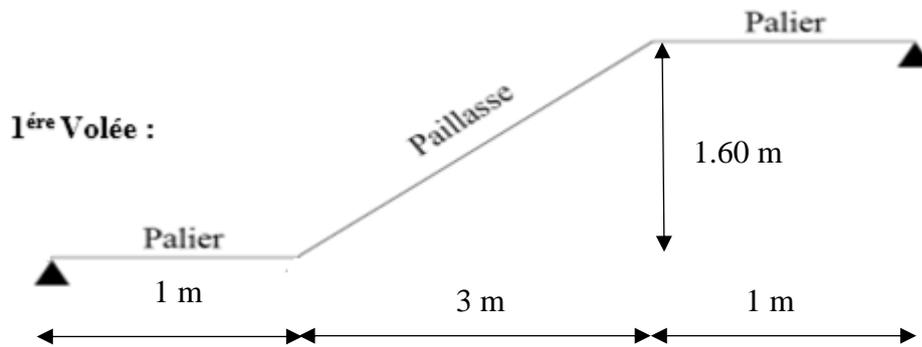


Figure IV.3: Schéma statique des volées

IV.3.2. Caractéristiques Géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- La formule de sécurité : $h + g \approx 46 \text{ cm}$
- La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$
- La relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \leq 2h + g \leq 65$

h : Hauteur de la contre marche ; tel que : h varie de 14 cm à 18,5 cm.

g : Giron ou la largeur de la marche ; tel que : g varie de 22 cm à 33 cm.

H : Hauteur de volée

L : Longueur de la paillasse

l : Longueur de foulée

n : Nombre des marches

n' : Nombre des contres marches

α : inclinaison de la paillasse

On adopte :

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h + g = 46 \dots\dots\dots CV$$

$$g - h = 14 \dots\dots\dots CV$$

$$2h + g = 62 \dots\dots\dots CV$$

Les trois volées sont de hauteur de 1,36 m pour le rez-de-chaussée (4,08 m hauteur total) et 1,02 m pour les étages courants et le sous-sol (3,06 m hauteur total) et une volée additionnelle de 1,19m dans le sous-sol

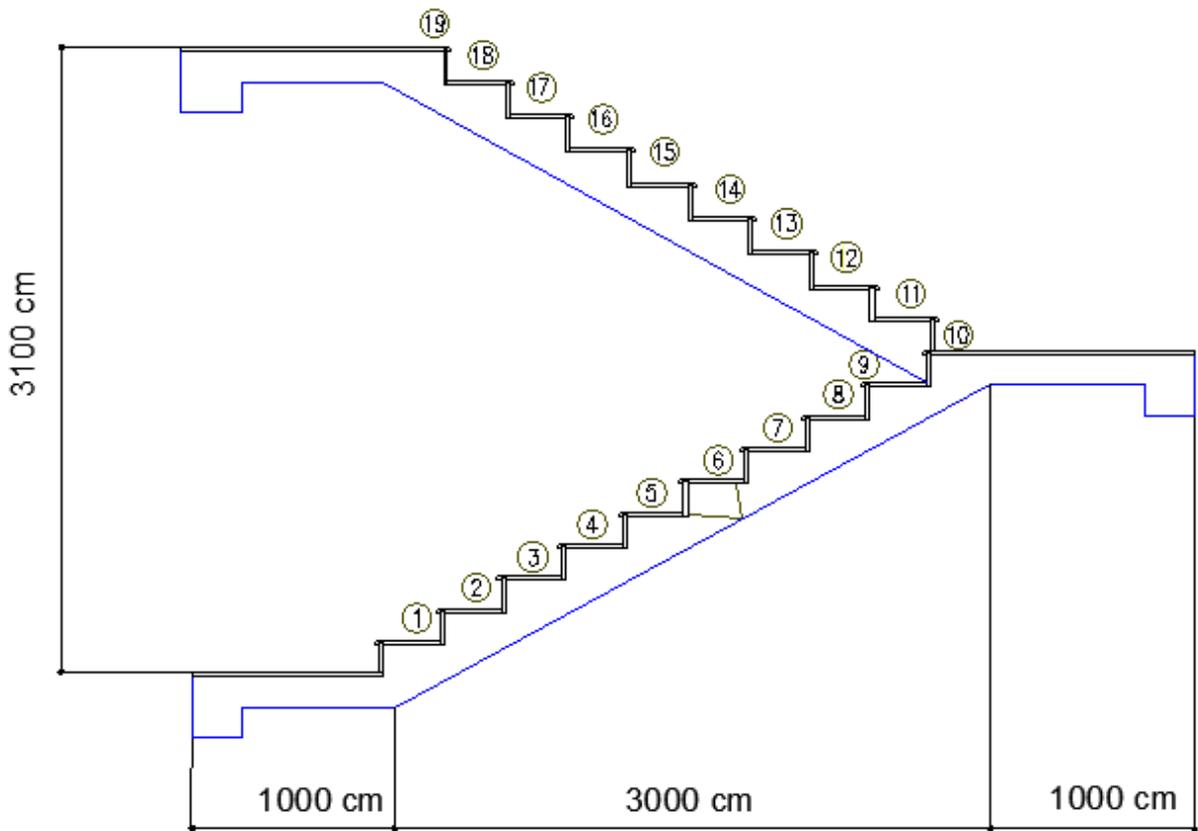


Figure IV.4: Vu en élévation des escaliers

○ **Etage courant :**

Tableau IV.1: dimension des escalier

$H (m)$	$h (cm)$	$g (cm)$	n	n'	$l (m)$	α	$L (m)$
1,6	16	30	10	9	1	29,85°	3

○ **Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans cette étude la largeur est 1 m pour le 1er est 2^{ème} volée > 0,60m.

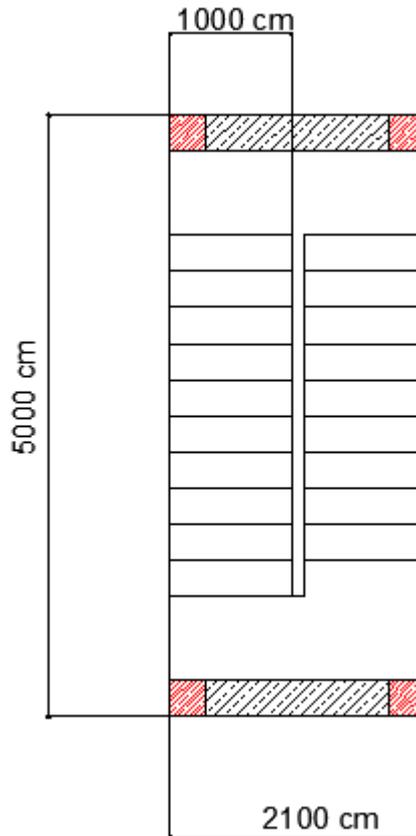


Figure IV.4: Vu en plan des escaliers

○ **L'épaisseur de la volée.**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30} ; 10 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots \text{Condition de limitation de la flèche}$$

Pour $L = 3 \text{ m}$

$$e \geq \max(10 ; 10 \text{ cm})$$

On adopte $e = 15 \text{ cm}$

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc on va garder le même épaisseur.

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Palier :**

Tableau IV.2 : Evaluation des charges et surcharges pour le palier

Couche	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,27
Charge permanente G		5,40
Charge d'exploitation Q		2,5

- **Paillasse :**

Tableau IV.3 : Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse

Couche	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Enduit de ciment	1.5	0,27
Poids propre de la marche	16	2,13
Poids propre de la paillasse	15	4.53
Gard corps	10	1,40
Charge permanente G		9,71
Charge d'exploitation Q		2,5

IV.3.4. Combinaison des charges

Tableau IV.4: Combinaison des charges

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palier	5,40	2,5	11,04	7,90
Paillasse	9,71	2,5	16,86	12,21

IV.3.5. Sollicitations sur l'escalier :

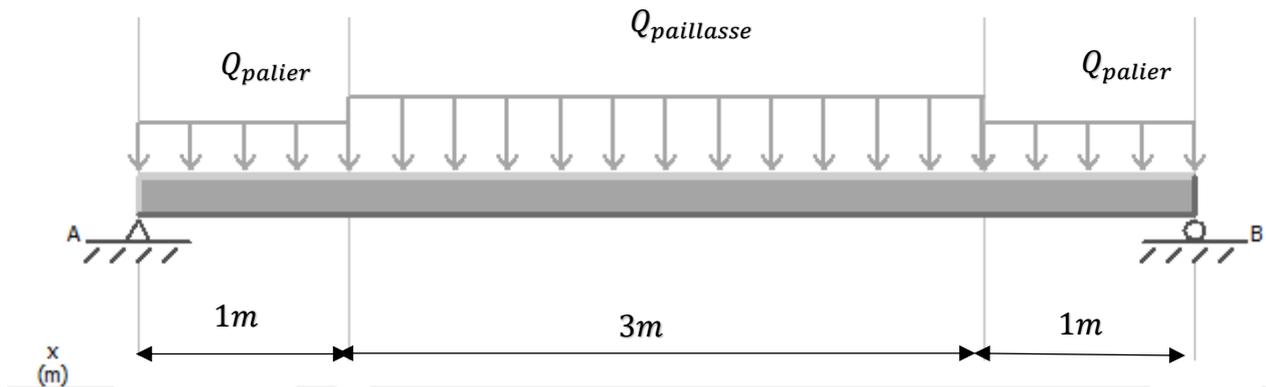


Figure IV.6: Schéma statique de la 1^{ère} et 2^{ème} Volée

M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum ; $M_{max} = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; $M_t \approx 0,85 M_{max}$

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; $M_a \approx 0,50 M_{max}$

Les résultats ci-dessus sont obtenue a partir du logiciel MDsolids

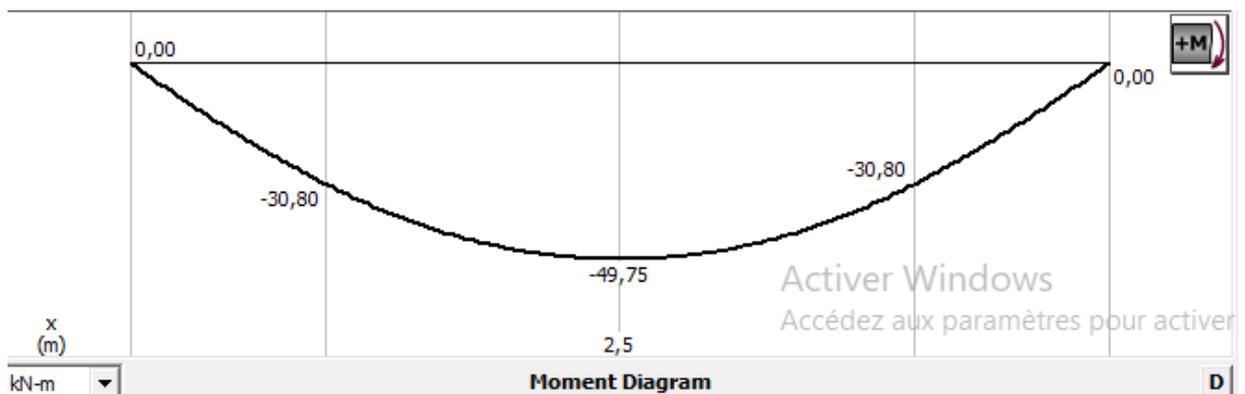


Figure IV.7: diagramme des moments fléchissant a ELU.

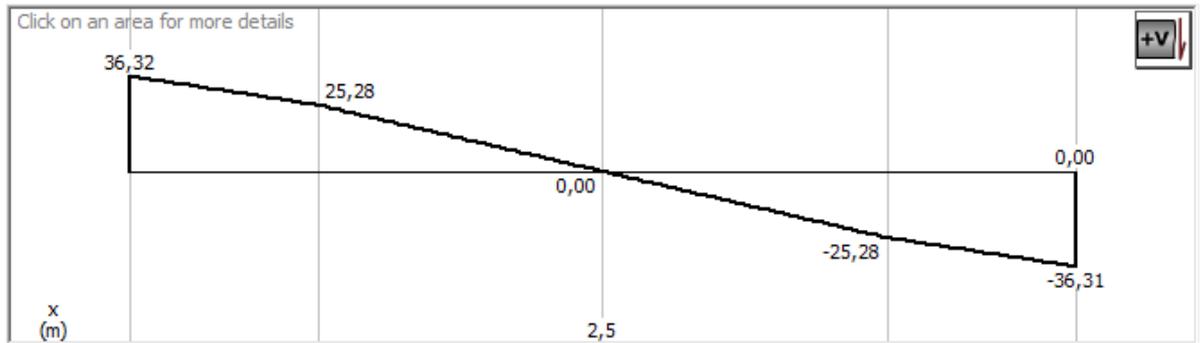


Figure IV.8: diagramme des efforts tranchants a ELU.

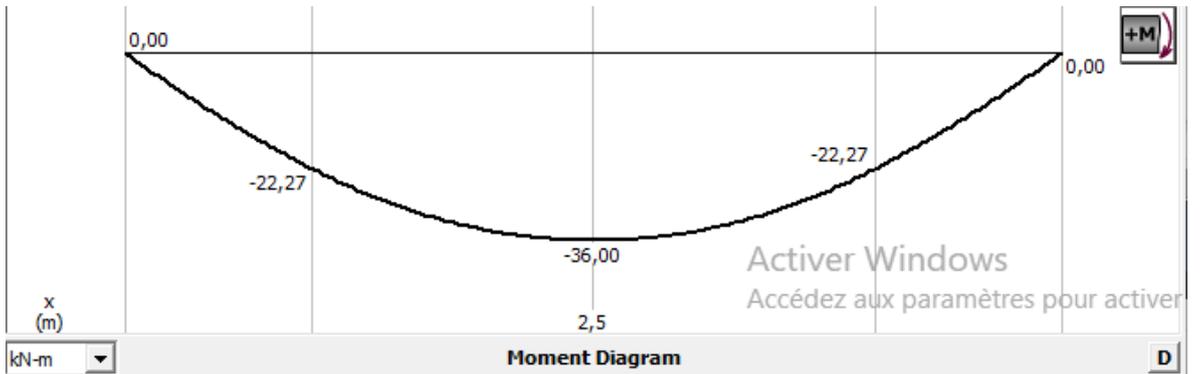


Figure IV.9: diagramme des moments fléchissant a ELS.

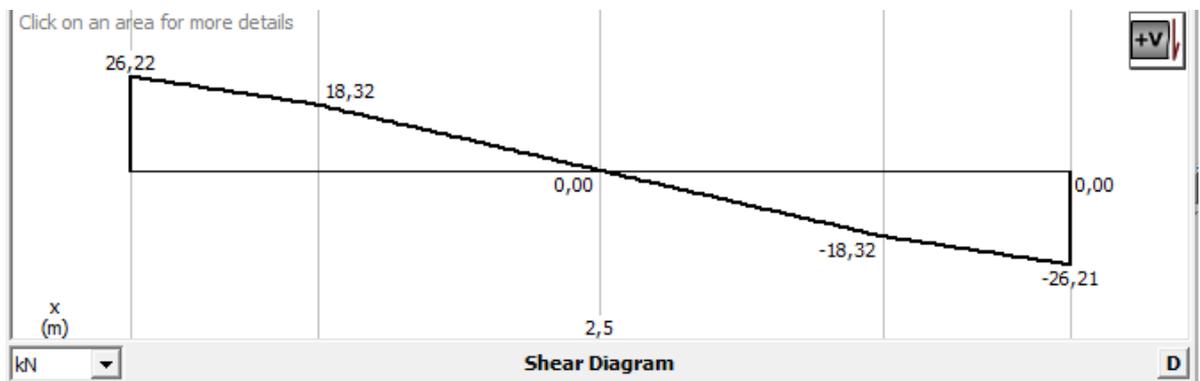


Figure IV.10: diagramme des efforts tranchants a ELS.

Tableau IV.5: Sollicitations de calcul pour la 1ere et 2eme Volée

Combinaison	M_{max} (KN.m)	M_t	M_a	T_{Max} (KN)
ELU	49,75	42,28	24,87	36,32
ELS	36,00	30,6	18,00	26,22

IV.3.6. Ferrailage :

La section transversale de la poutre modèle est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 2 cm , la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple ..

Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU données par le programme **SOCOTEC** :

Tableau IV6 : Résultats de ferrailage de la 1ere et 2eme Volée

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	42,28	0,163	0,224	12,28	7,91	7T14	10,78
Appuis	24,87	0,063	0,126	12,81	4,46	7T14	10,78

IV.3.6.1. Armature longitudinale :

- ✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33 \text{ cm})$.
- ✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales

- **En travée :**

On adopte **7HA14 = 10,78 cm²/ml** espacé de **15 cm**

- **En appuis :**

- On adopte **7HA14 = 10,78 cm²/ml** espacé de **15 cm**

IV.3.6.2. Armature transversale :

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieure à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable (milieu non exposé à des agents agressifs) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{36,32 \times 10^3}{10^3 \times 0,9 \times 150} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33; 4] = 3,33 \text{ MPa}$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

IV.3.7. Vérifications :

IV.3.7.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,30cm^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

IV.3.7.2. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_{max} - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_{max} - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{TU - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_{max} - \frac{Mu}{0,9d} = 36,32 \times 10^3 - \frac{42,28 \times 10^6}{0,9 \times 150} = -276,88KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

IV .1.1.1. Vérification des contraintes du béton :

○ **Vérification d'une section rectangulaire à l'els**

Les fissurations est considéré comme préjudiciable,

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

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes.

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _s	$\bar{\sigma}_s$	σ ≤ $\bar{\sigma}$
Travée	30,6	10,78	5	153000	10	15	221,1	225	Vérifiée
Appui	18,00	10,78	5	10434,78	6,5	15	212,8	225	Vérifiée

IV.3.7.3. Vérification de la flèche :

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$f1 = \frac{L}{500} = 1\text{cm} \Rightarrow L = 5 \leq 5m$$

$$f2 = 0.5 + \frac{L}{500} \Rightarrow L > 5m$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau IV.8 : récapitulatif du calcul de la flèche.

Poutre	Longueur (m)	M_{ser} KN.m	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s'^{adp}$ (cm ²)	I_0 (mm ⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	\bar{f} (mm)
Volée 1	5	30,6	10,78	10,78	561757815	9,0044,4	18,88	9,88	10

Donc la flèche est vérifiée.

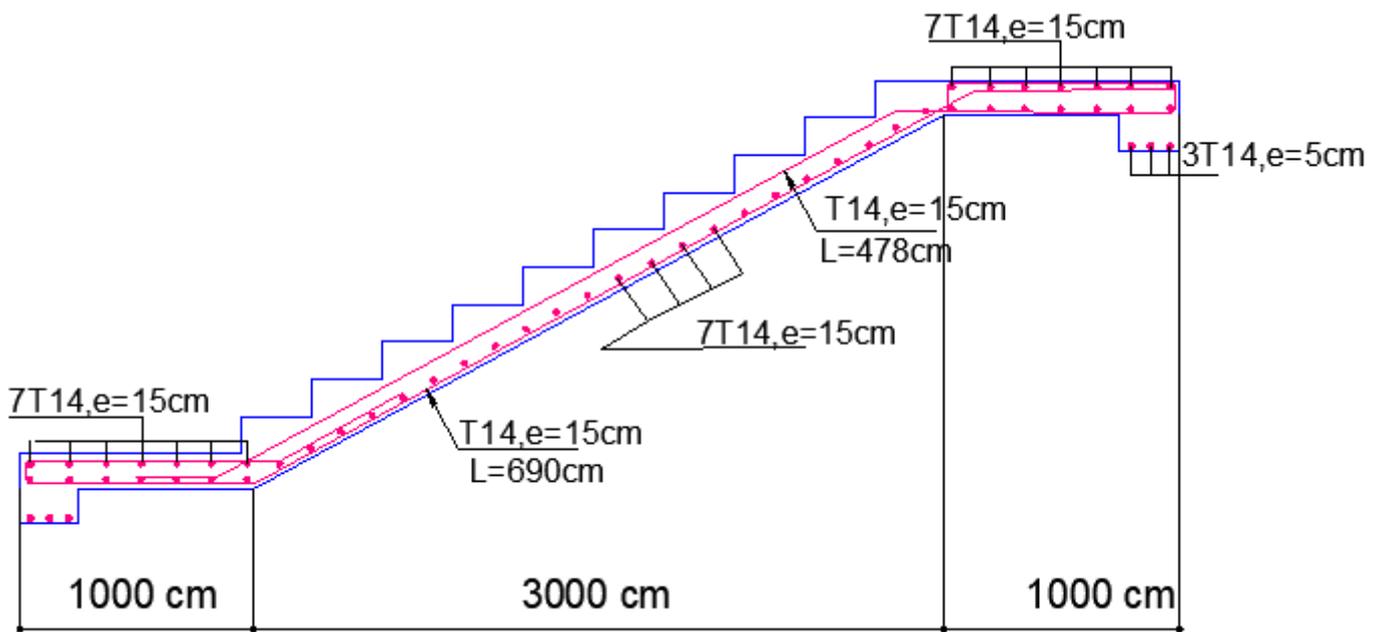


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage des escaliers

V. LES PLANCHERS

V.1. Introduction

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers élastiques sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré complémentaiement par un faux plafond à l'un revêtement de sol approprié.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et une dalle pleine.

V.2. Plancher corps creux :

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (16 + 5) cm. Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresseront ici qu'aux planchers coulés sur place.

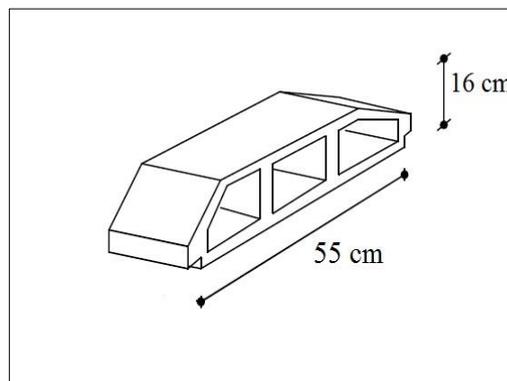


Figure V.1: Corps Creux

V.2.1. Prédimensionnement des poutrelles

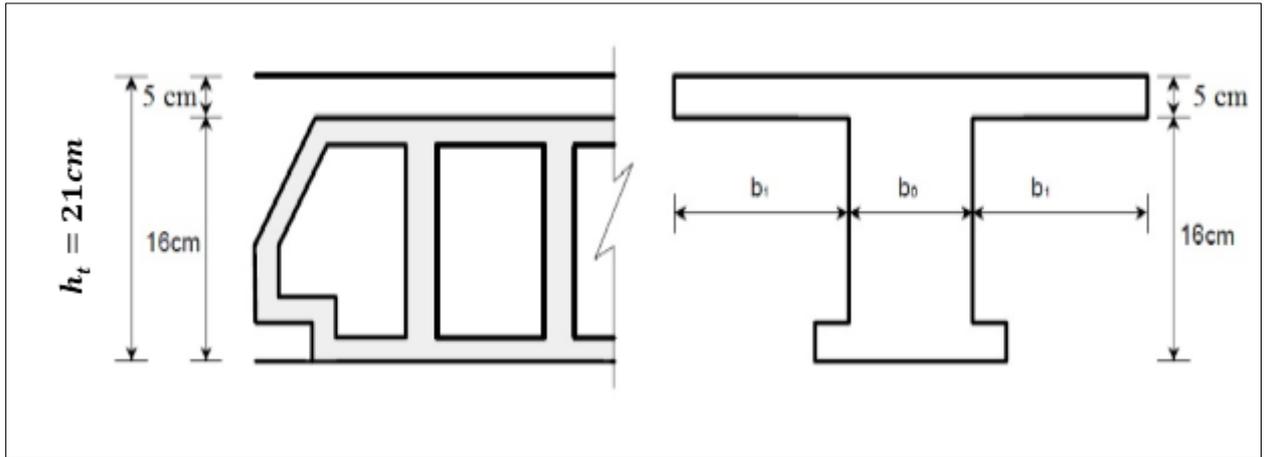


Figure V.2: Plancher corps creux

h_t : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (6,3\text{cm} \div 10,5\text{cm})$$

On prendra $b_0 = 10\text{cm}$

$$l_n = 55 + 10 = 65\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 27,5\text{cm}$$

V.2.1.1. Méthode de calcul

On va utiliser la méthode forfaitaire.

o Domaine d'application :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projecteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables. Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à **2** fois la charge permanente ou **5 KN/m²**.

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

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

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

○ **Principe de la méthode :**

Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles.

○ **Application de la méthode :**

Soit : α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation (charges non majorées) :

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

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (moment isostatique).

M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0$ Tel que : $\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée intermédiaire.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - 0,6 M_0** Pour une poutre à deux travées.
 - 0,5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre.
 - 0,4 M_0** pour le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

○ **Vérification des conditions d'application de la méthode :**

- $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) :$

Terrasse : $Q_{ter} \leq \min (2G_{ter} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12,36; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Etage courant : $Q_{éc} \leq \min (2G_{éc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10,42 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{C.V}$

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

Tableau V.1: longueur des 4 travées :

Travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
	m	m	m	m
	5	5	4,86	5
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	1	1,02	0,972	

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V
- La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

On exprime les moments maximums en travée M_t et sur appuis (M_w , M_s) en fonction du moment fléchissant M_0 qui est la valeur maximale du moment dans la travée indépendante de même portée et de même chargement (évalue L'ELU)

Q: Charge d'exploitation.

G: Charge permanente

$$q = 1,35G + 1,5Q, \text{ et } P = 0,65. q$$

0,65m : Est la largeur de la table de compression de la poutrelle, on la multiplié par q pour rendre en mètre linéaire.

Avec :

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$: Moment fléchissant isostatique dans la travée indépendante de même porté et de même chargement que la travée considérée.

$V_0 = \frac{PL}{2}$: Effort tranchant isostatique (travée indépendante).

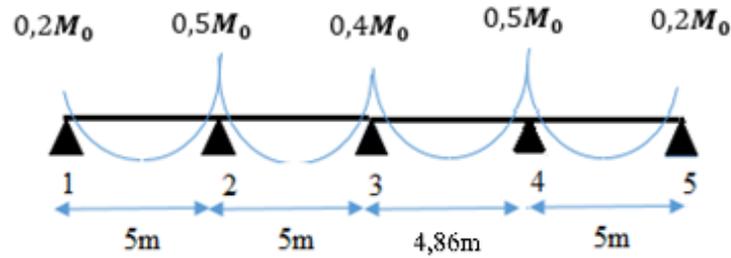


Figure V.3: Moment fléchissant sur 5 appuis

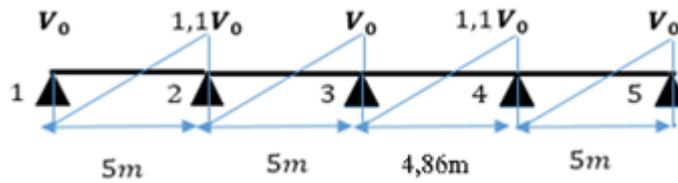


Figure V.4: Effort tranchant sur 5 appuis

V.2.2. Plancher terrasse :

- **Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :**

Les charges : $\begin{cases} G = 6,53 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ KN/m}^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,70 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,132$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$

Tableau V.2: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
M_0 (kN.m)	20		20		20		20	
M_a (kN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	4	10	10	8	8	10	10	4
M_t (kN.m)	12,42		10,42		10,42		12,42	
$M_{t \text{ cond1}}$ (kN.m)	14		12		12		14	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_{t(max)} = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 10 \text{ KN.m}$$

Tableau V.3: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
V_0 (KN)	16,75		16,75		16,75		16,75	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0
	16,75	17,6	17,6	16,75	16,28	17,4	17,6	16,75

Donc :

$$V_{a(max)} = 17,6 \text{ KN}$$

- Calcul les moments (ELS) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 6,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7,18 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,67 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,139$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$$

Tableau V.4: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
M_0 (KN.m)	14,59		14,59		14,59		14,59	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,92	7,30	7,30	5,84	5,84	7,30	7,30	2,92
M_t (KN.m)	9,06		7,6		7,6		9,06	
$M_{t cond}$ (KN.m)	10,21		8,75		8,75		10,21	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 10,21. m$$

$$M_{a(max)} = 7,30 KN. m$$

V.2.3. Plancher étage courant

- Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 5,21 KN/m^2 \\ Q = 1,5 KN/m^2 \end{cases}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 9,96 KN/m^2$$

$$P = 0,65 . q = 6,47 KN/ml$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,223$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau V.5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
M_0 (KN.m)	20,21		20,21		20,21		20,21	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	4,04	10,1	10,1	8,08	8,08	10,1	10,1	4,04
M_t (KN.m)	12,80		10,78		10,78		12,80	
$M_{t cond1}$ (KN.m)	13,14		11,12		11,12		13,14	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_{t(max)} = 13,14 KN. m$$

$$M_{a(max)} = 10,1 KN. m$$

Tableau V.6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
V_0 (KN)	16,17		16,17		16,17		16,17	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0
	16,17	17,79	17,79	16,17	16,17	17,79	17,79	16,17

Donc :

$$V_{a(max)} = 17,79 \text{ KN}$$

○ Calcul les moments (ELS) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 6,71 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,36 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,223$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau V.7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS

Travée (m)	5		5		4,86		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
M_0 (KN.m)	13,63		13,63		13,63		13,63	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,73	6,82	6,82	5,45	5,45	6,82	6,82	2,72
M_t (KN.m)	8,63		7,27		7,27		8,83	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	8,86		7,5		7,5		8,86	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 6,82 \text{ KN.m}$$

V.2.4. Poutre à deux travées :

○ **Vérification des conditions d'application de la méthode :**

- $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) :$

Terrasse : $Q_{ter} \leq \min (2G_{ter} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12,36; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$

Etage courant : $Q_{éc} \leq \min (2G_{éc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10,42 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$

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

Tableau V.8: longueur des 2 travées

Travée	Travée 1 m	Travée 2 m
	5	5
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	1	

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{C.V}$
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V
- La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

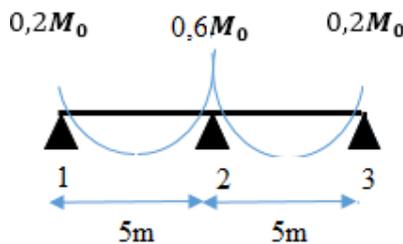


Figure V.5: Moment fléchissant sur 3 appuis

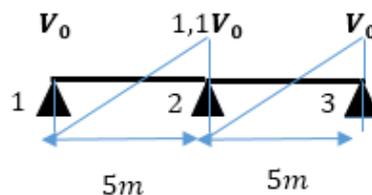


Figure V.6: Effort tranchant sur 3 appuis

V.2.4.1. Plancher terrasse :

- **Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :**

Les charges : $\begin{cases} G = 6,18KN/m^2 \\ Q = 1 KN/m^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 9,84 KN/m^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,40KN/ml$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,139$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$

Tableau V.9: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
M_0 (KN.m)	20		20	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e
	4	12	12	4
M_t (KN.m)	12,42		12,42	
$M_{t\ cond1}$ (KN.m)	12		12	

Donc les moments max à ELU sont :

$M_{t(max)} = 12,42 KN.m$

$M_{a(max)} = 12 KN.m$

Tableau V.10: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
V_0 (KN)	16		16	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0
	16	17,6	17,6	16

Donc :

$$V_{a(max)} = 17,6 \text{ KN}$$

○ **Calcul les moments (ELS) :**

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 6,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7,18 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,67 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,139$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$$

Tableau V.11: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
M_0 (KN.m)	14,59		14,59	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,92	8,75	8,75	2,92
M_t (KN.m)	9,06		9,06	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	8,75		8,75	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 9,06. \text{ m}$$

$$M_{a(max)} = 8,75 \text{ KN.m}$$

Tableau V.12: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELS.

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
V_0 (KN)	16		16	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0
	16	17,6	17,6	16

Donc : $V_{a(max)} = 17,6 \text{ kN}$

V.2.4.2. Plancher étage courant

- **Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :**

Les charges : $\begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 9,96 \text{ KN/m}^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,47 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,223$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$

Tableau V.13: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
M_0 (KN.m)	20,21		20,21	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e
	4,04	12,13	12,13	4,04
M_t (KN.m)	12,8		12,80	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	12,12		12,12	

Donc les moments max à ELU sont :

$M_{t(max)} = 12,80 \text{ KN.m}$

$M_{a(max)} = 12,13 \text{ N.m}$

Tableau V.14: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
V_0 (KN)	16,17		16,17	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0
	16,17	17,79	17,79	16,17

Donc : $V_{a(max)} = 17,79 \text{ KN}$

○ **Calcul les moments (ELS) :**

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 6,71 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,36 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,223$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau V.15: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS

Travée (m)	5		5	
Appuis	1	2	2	3
M_0 (KN.m)	13,63		13,63	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,73	8,18	8,18	2,73
M_t (KN.m)	8,63		8,63	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	8,17		8,17	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 8,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 8,18 \text{ KN.m}$$

V.2.5. Ferrailage de poutrelle (ELU) :

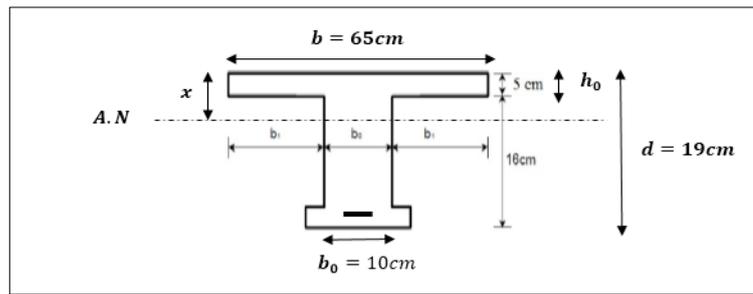


Figure V.7: dimensions de la poutrelle

On utilise le logiciel **SOCOTEC** pour calculer le ferrailage de la poutrelle :

V.2.5.1. Ferrailage en travée :

On prend le cas le plus défavorable (plancher terrasse)

$$M_{t(max)} = 14 \text{ KN.m}$$

Rapport SOCOTEC BAELT :

Largeur de la table : 0,65m

Largeur de la nervure : 0,1m

Hauteur totale de la section : 0,21 m

Hauteur de la table : 0,05m

Position centre de gravité des armatures supérieur : 0,02m

Position centre de gravité des armatures inférieure : 0,02m

Coefficient durée d'application des charge θ : 1

Coefficient de sécurité du béton γ_b : 1,5

Coefficient de sécurité de l'acier γ_s : 1,15

Effort normal ELU : 0 KN

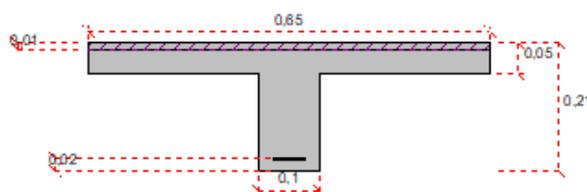
Moment fléchissant ELU 14 KN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieure : 0 cm²

Section d'armature : 1,74 cm²

Position de l'axe neutre $y_0 = 0,01$ m



V.2.5.2. Ferrailage en appuis :

On prend le cas le plus défavorable (plancher terrasse)

$$M_{a(max)} = 10KN.M$$

Rapport SOCOTEC BAELT :

Largeur de la table : 0,65m

Largeur de la nervure : 0,1m

Hauteur totale de la section : 0,21 m

Hauteur de la table : 0,05m

Position centre de gravité des armatures supérieur : 0,02m

Position centre de gravité des armatures inferieure : 0,02m

Coefficient durée d'application des charge θ :1

Coefficient de sécurité du béton γ_b : 1,5

Coefficient de sécurité de l'acier γ_s : 1,15

Effort normal ELU : 0 KN

Moment fléchissant ELU 10 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieure : 0 cm²

Section d'armature : 1,24 cm²

Position de l'axe neutre $y_0= 0,01$ m

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau V.16: Choix de section d'armature

	$A_s(cm^2)$	Choix	A_s adopté(cm^2)
Ferrailage en travée	1,79	3T10	2,36
Ferrailage en appuis	1,24	2T10	1,57

V.2.5.3. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 : le Diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (6 ; 10 ; 10) mm$$

On prend :

$$\phi_t = 6 mm$$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,1cm; 40cm)$$

On prend : $S_t = 15 cm$

Selon RPA99/version2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(5,25; 12) cm$$

On prend : $S_t = 5cm$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 10,5cm$$

On prend : $S_t = 10cm$

- **Section d'armatures transversales :**

Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 160}{500}$$

$$A_t \geq 0,128 \text{ cm}^2$$

- **Vérification RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- $2HA6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5 \text{ cm}$ Zone nodale
- $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

V.2.6. Vérifications :

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

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

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{17,79 \cdot 1000}{100 \cdot 190}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa}$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Travée : } A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_s =$$

$$2,36 \text{ cm}^2 \dots CV$$

$$\text{Appuis : } A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_s =$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \dots CV$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.2.6.1. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=21cm; b₀=10cm; d=18 cm; L=5m; M_{tsr}=10,21kNm ; M₀=14,59kNm ; A_s=2,36cm² ; f_e=500MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0124 > 0,0105 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0699 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 1cm$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.17 Récapitulatif du calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
10,21	2,36	4,21	0,012	28,9	3,55	1,42	0,719	229796,63	71155,48	113705,54

- *Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :*

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,111\text{cm}$$

- *Calcul de la flèche due aux déformations différées :*

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,0697\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,014\text{cm} < \bar{f} = 1\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

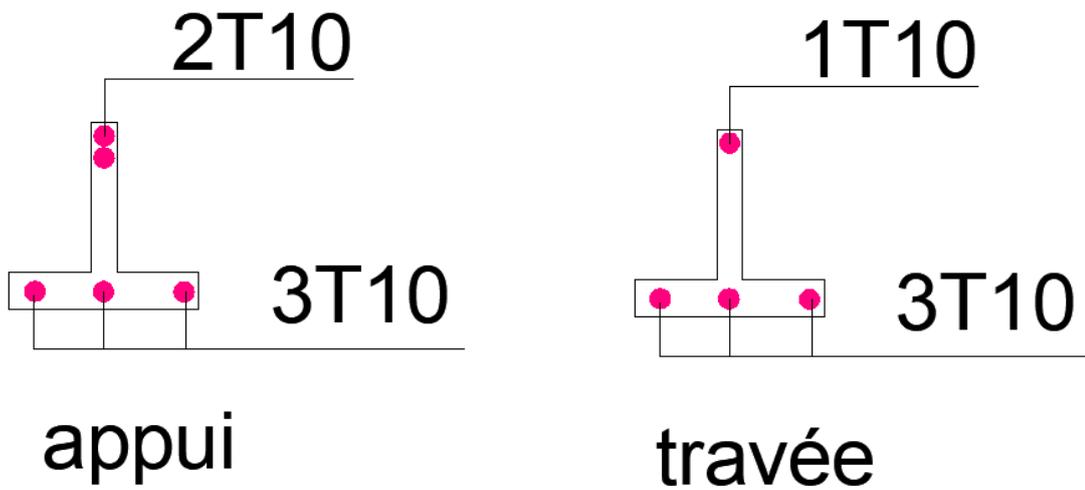


Figure V.8: ferrailage des poutrelle.

V.3. Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm** Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm** Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 80 \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles.

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

f_e : Limite élastique de treillis soudés haute adhérence, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Pour notre projet on a $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{500} \Rightarrow A_1 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé $\Phi 5$, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

V.4. Dalle pleine :

La dalle pleine est un élément généralement horizontal qui a un épaisseur relativement faible par rapport à dimensions en longueur et largeur

Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constituée par des poutres, poutrelle ou murs.

V.4.1. Caractéristiques géométriques

Dans cette structure les dalles sont articulées sur leur contour avec $l_x = 4,7 m$ et $l_y = 4,7 m$ et épaisseur $e = 15 cm$

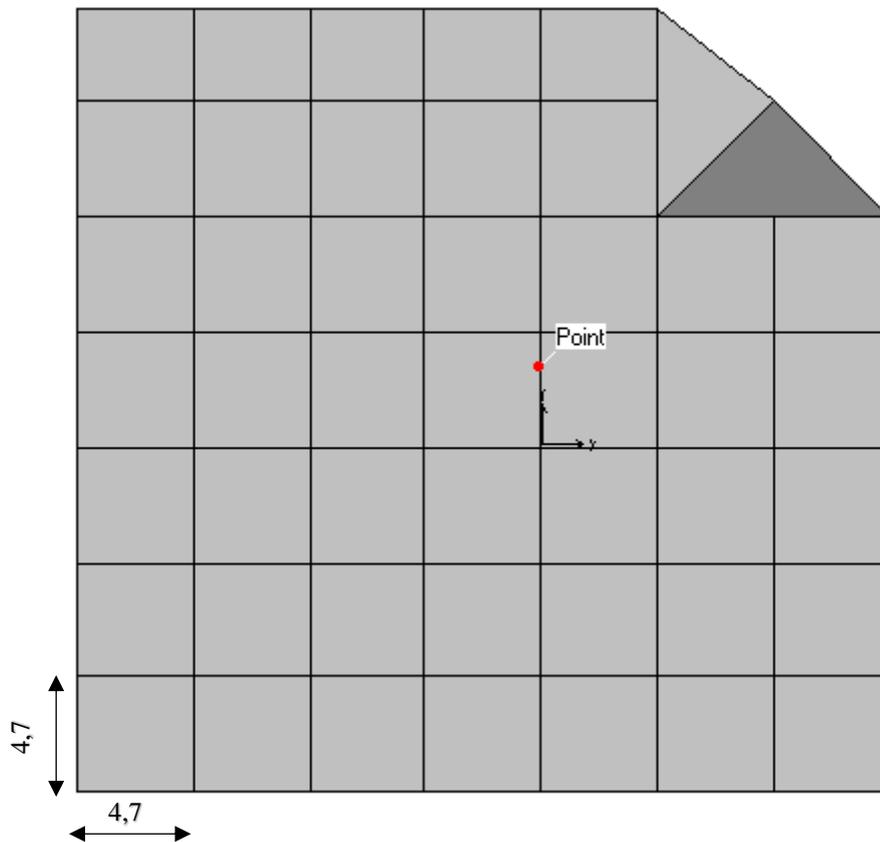


Figure V.9: Vue en plan du plancher dalle pleine

V.4.2. Evaluation des charges

Tableau V.18: Evaluation des charges (Dalle Pleine)

Couche	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Poids propre de la Dalle pleine	15	3,75
Enduit plâtre	1,5	0,27
Brique creuse	10	0,90
Charge permanente G		6,3
Charge d'exploitation Q		5

V.4.3. Combinaison des charges

Tableau V.19: Combinaison des charges (Dalle Pleine)

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
6,3	5	16,01	11,3

V.4.3.1. Répartition des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,7}{4,7} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

V.4.3.2. Sollicitation de calcul

La section transversale de la dalle modèle est $(100 \times 15) \text{cm}^2$, avec un enrobage de 2cm , la fissuration est considérée comme non préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU.

- 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 .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13,01 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,01 \text{ kNm}$$

•Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11,06 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,06 \text{ KNm}$$

•Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,5 \text{ kNm}$$

On obtient :

Tableau V.20: Sollicitation de calcul (Dalle Pleine)

Combinaison	q	M_x (kN.m)	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
ELU	16,01	13,01	13,01	11,06	11,06	6,5

V.4.4. Calcul de Ferrailage :

On a $M_{tx} = M_{ty}$ dont on opte pour le même ferrailage pour les deux sens

Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU données par le programme SOCOTEC :

Tableau V.21: Sections d'acier calculé

Section	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
Travée	2,22	0
Appuis	0	1,32

V.4.4.1. Armature longitudinale

- ✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33 \text{ cm})$.
- ✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales

▪ **En travée (les deux sens) :**

On adopte **7HA10 = 5,50 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10 = 5,50cm²/ml** espacé de **15 cm**

▪ **En appuis (les deux sens) :**

On adopte **7HA10 = 5,50 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10 = 5,50 cm²** espacé de **15 cm**

○ **Espacement :**

Travée :

-Sens(x-x) : $esp = \frac{100}{7} = 15cm < Min(3h = 60cm; 33cm) = 33cm.....Vérifier$

-Sens(y-y) : $esp = \frac{100}{7} = 15cm < Min(4h = 80cm; 45cm) = 45cm.....Vérifier$

Appuis :

-Sens(x-x) : $esp = \frac{100}{7} = 15cm < Min(3h = 60cm; 33cm) = 33cm.....Vérifier$

-Sens(y-y) : $esp = \frac{100}{7} = 15cm < Min(4h = 80cm; 45cm) = 45cm.....Vérifier$

○ **Condition de non fragilité :**

On a: $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=15cm; b=100cm$

$$\begin{cases} A_{s_x}^{min} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,2cm^2 \\ A_{s_y}^{min} \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barre à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 5,5cm^2 > A_{s_x}^{min} = 1,2 cm^2 \dots\dots\dots$ Verifiée
- Sens y-y : $A_y = 5,5cm^2 > A_{s_y}^{min} = 1,2cm^2 \dots\dots\dots$ Verifiée

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 5,5m^2 > A_{s_x}^{min} = 1,2 cm^2 \dots\dots\dots$ Verifiée
- Sens y-y : $A_y = 5,5cm^2 > A_{s_y}^{min} = 1,2 cm^2 \dots\dots\dots$ Verifiée

V.4.4.2. Calcule des armatures des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,01 \times 4,7 \times 4,7}{2 \times 4,7 + 4,7} = 25,08kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,08kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{25,08 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,197MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Verifiee}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.4.5. Vérification a L'ELS :

V.4.5.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9,18 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 9,18 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 7,8 kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 7,8 kNm \\ M_a = 0,5M_x = 4,59 kNm \end{cases}$$

V.4.5.2. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 225MPa \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés en utilisant le programme SOCOTEC :

Tableau V.22 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s	Vérification
Travée	x-x	7,8	5,5	5	3,44	191,5	OK
	y-y	7,8	5,5	5	3,44	191,5	
Appuis	x-x	4,59	5,5	3.00	2,02	184,6	OK
	y-y	4,59	5,5	3.00	2,02	184,6	

V.4.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

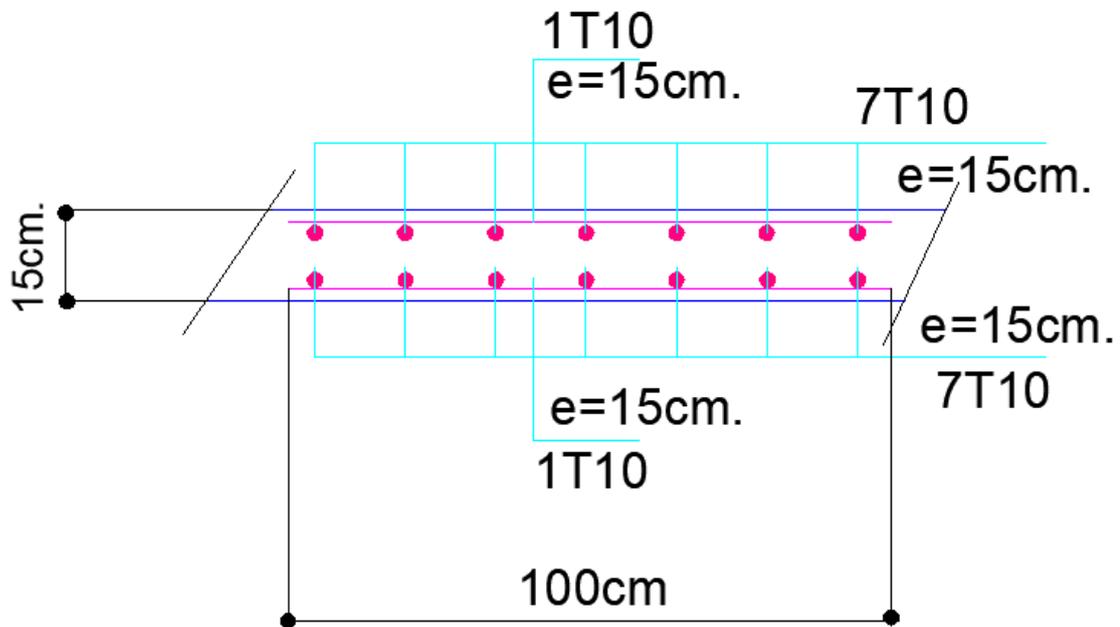


Figure V.10: schéma de ferrailage de la dalle pleine.

V.5. Porte à faux :

V.5.1. Introduction :

Afin de faciliter le passage vers les appartements on utilise un porte-à-faux de 2.35 m en dalle pleine.

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde –corps.
- La force descendante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

V.5.2. L'Epaisseur de porte à faux :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{235}{10} = 23,5cm$$

On prend : e=25cm

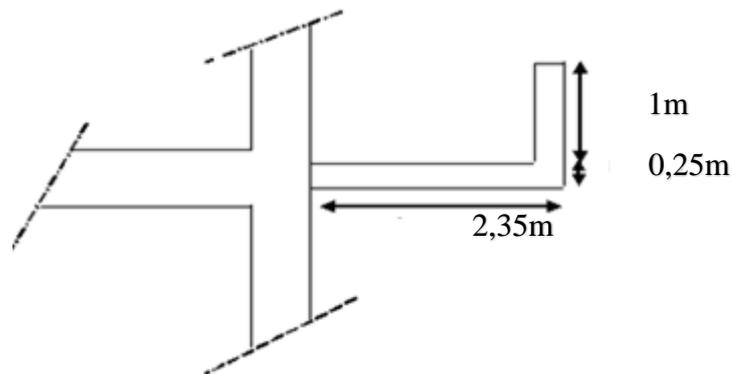


Figure V.11 Dimensions du balcon.

V.5.3. Evaluation des charges :

○ **Charge permanente :**

$$G = 8,56 \text{ kN/m}^2$$

-Charge d'exploitation :

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

○ **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment 0,36 kN/m

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

○ **Moment dû à la main courante :**

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

○ **La force descendante :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique IIb et III (4.4.2 RPA99V2003).

$$F_v = 0,5 \cdot A \cdot W_p$$

A : coefficient sismique de la zone.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux.

D'où :

$$F_v = 0,5 \times 0,25 \times 25,99 = 3,24 \text{ KN}$$

○ Schéma statique :

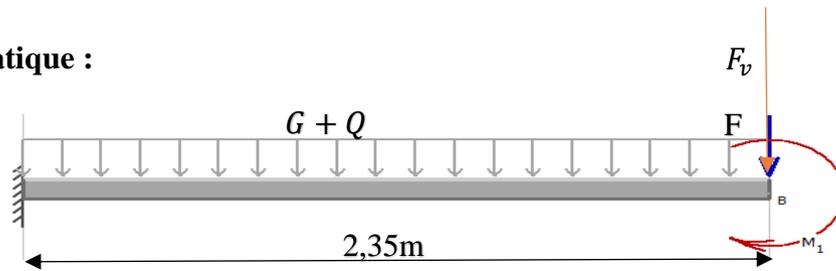


Figure V.12 Schéma statique de la porte à faux

V.5.3.1. Combinaison des charges

Tableau.V.23 Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	15,30	11,06
F(kN)	2,19	1,62
F_v (kN)	4,37	3,24
M_{mc}	1,50	1,00

○ Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Les résultats ci-dessous sont obtenue à partir du logiciel SAP2000 :

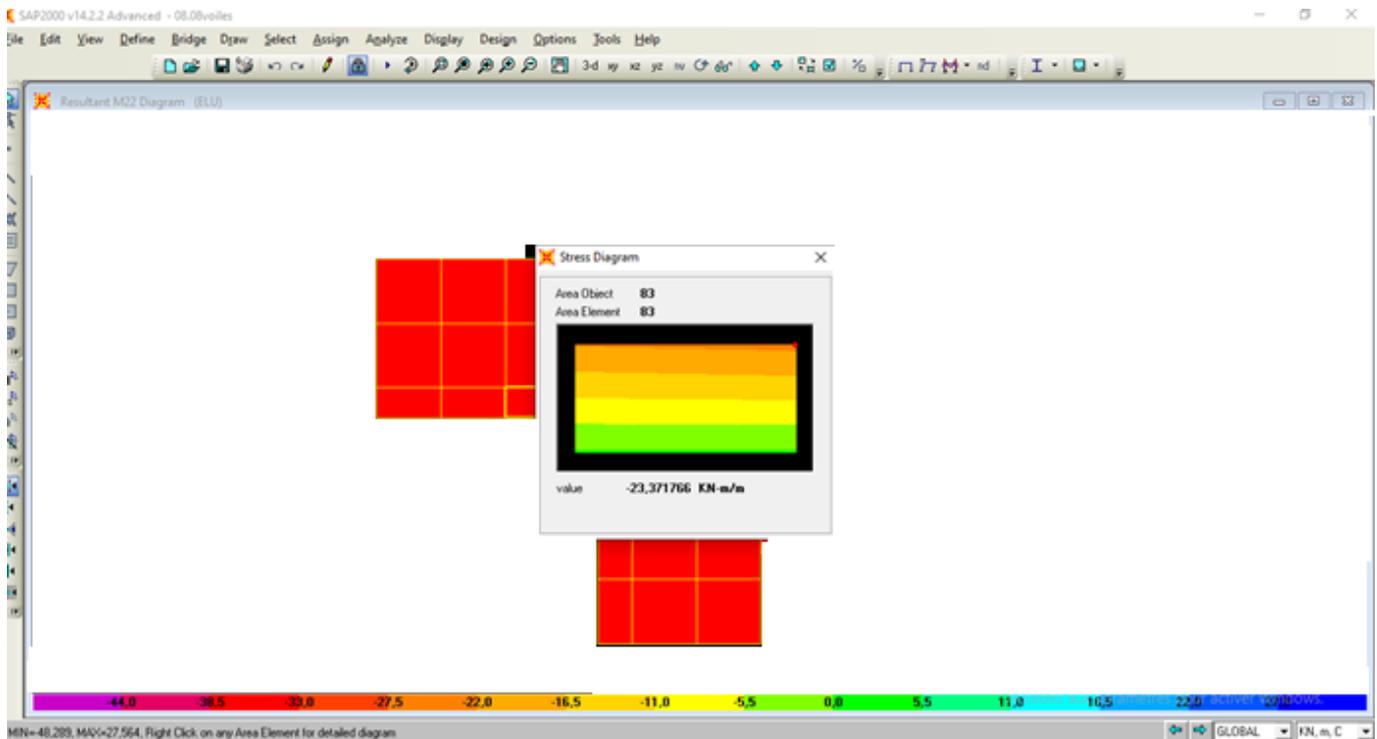


Figure V.13 valeur de M_x

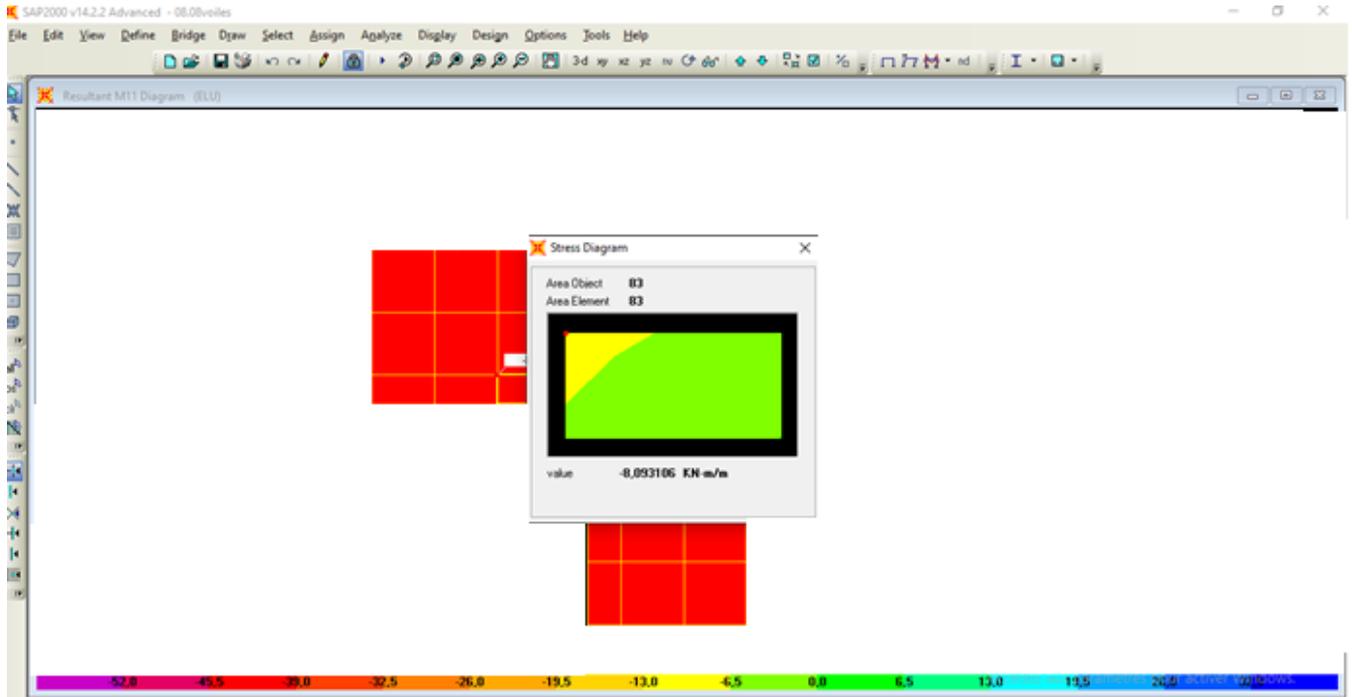


Figure V.14 valeur de M_y

Tableau V.24 résultats des efforts internes

	ELU	ELS
M_x (kNm)	23,37	16,99
M_y (kNm)	8,09	5,84
T_{max} (kN)	4,05	2,1

V.5.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, le ferrailage se fait sur deux nappes pour les deux sens avec un enrobage de 3 cm Les résultat ci-dessus sont obtenue à partir de la cartographie de logiciel SAP2000 :

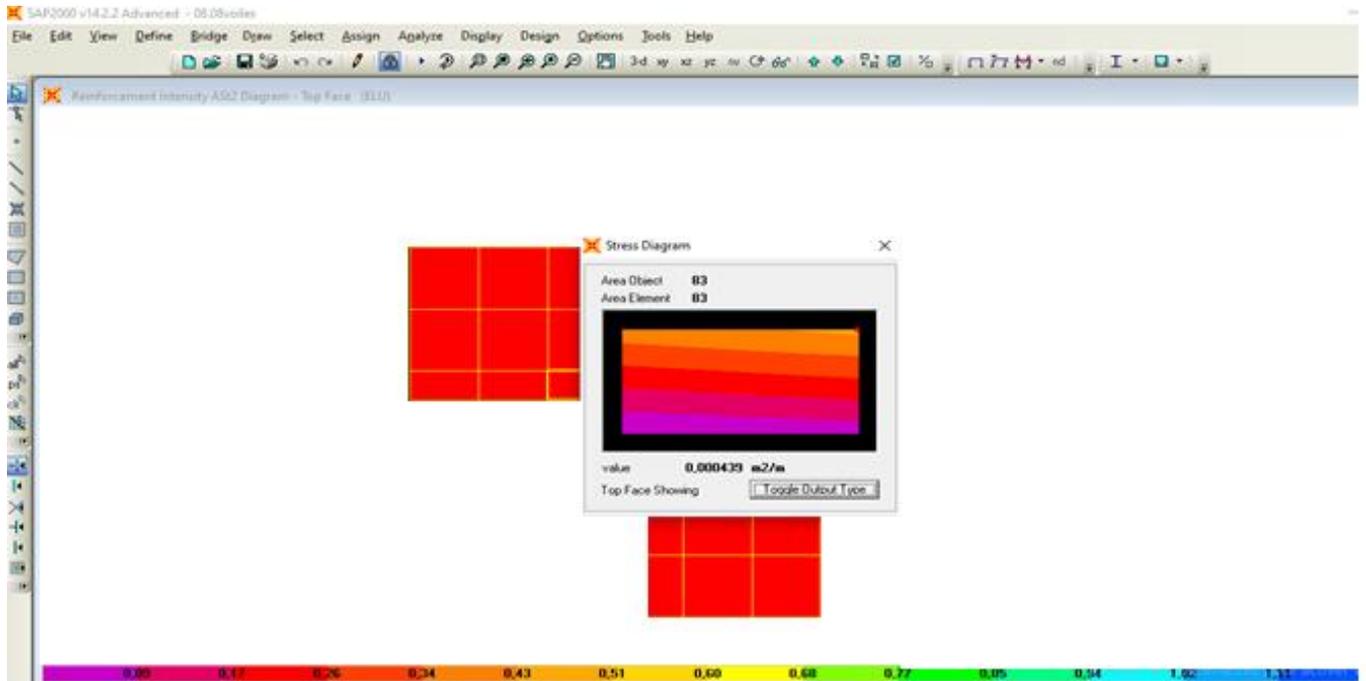


Figure V.15 valeur de A_{sx}

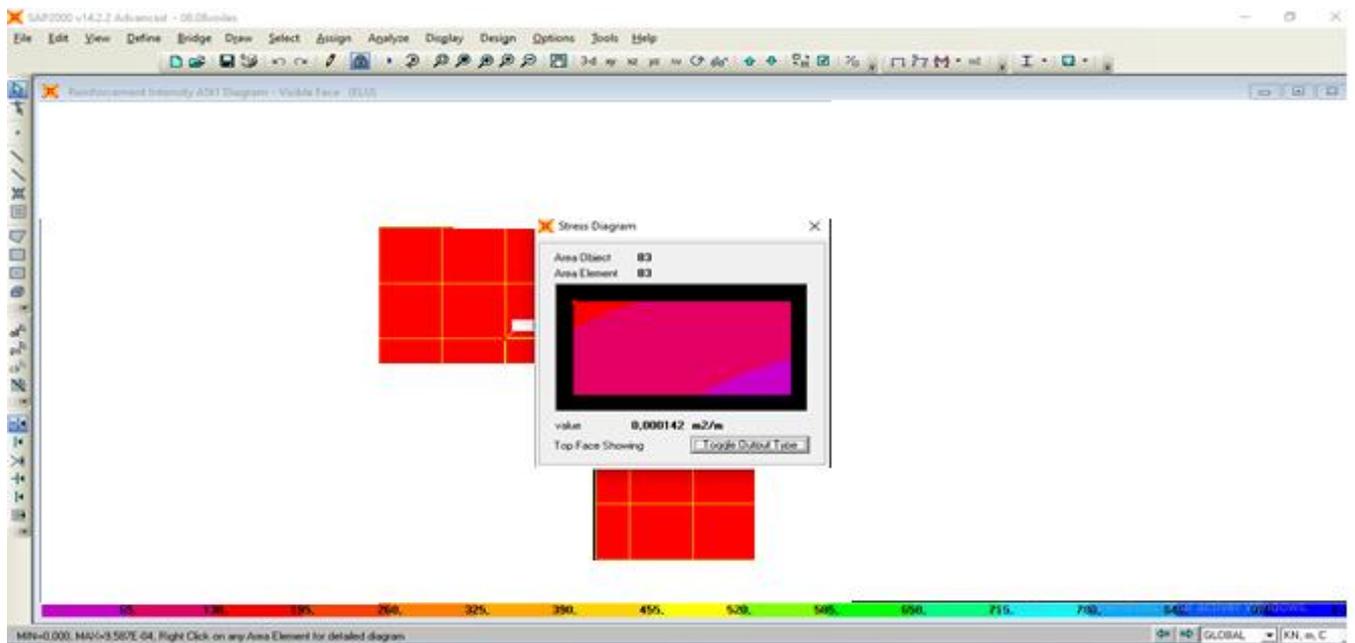


Figure V.16 : valeur de A_{sy}

Tableau V.25 Ferrailage du porte-à-faux

	M_u(kN m)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A^{adp_s} (cm²)	Esp (cm)
Sens (xx')	23,37	4,39	7T10	5,5	15
Sens (yy')	8,09	1,42	5T10	3,93	20

○ **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour un charge concentré} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

V.5.5. Vérifications :

V.5.5.1. Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 5,5\text{cm}^2 > A_s^{min} = 2,08\text{cm}^2$$

V.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{4,05 \times 10^3}{1000 \times 21,6} = 0,187\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

V.5.5.3. Vérification des contraintes à L'ELS :

Avec: $n=15$; $c'=3\text{cm}$; $d=21,6\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 225\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.26 Vérification des contraintes du porte-à-faux

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
13,43	5,5	5	3,22	Vérifiée	160,7	225	Vérifiée

○ *Vérification de la flèche :*

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{24}{235} = 0,102 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00254 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,102 \geq \frac{16,99}{10 \times 41,96} = 0,0405 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

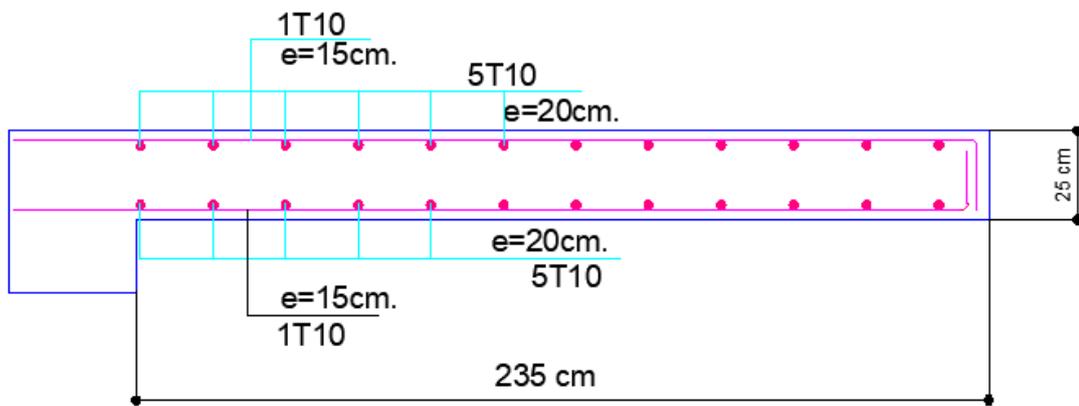


Figure V.17 : schéma de ferrailage de la porte à faux

VI. ETUDE DYNAMIQUE & SISMIQUE

VI.1. Introduction :

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du fait que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

VI.1.1. Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous a permis d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

VI.1.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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 rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.2. Choix de la méthode de calcul :

○ Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou le bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au **chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003)** avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées au premier paragraphe, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ✓ tous groupes.

Zone IIa :

- ✓ groupe d'usage 3.
- ✓ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

○ Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

○ Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

○ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et

des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

○ **Classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003 :**

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation ; services et commerces il est donc classé dans le Groupe2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site ferme de catégorie S₂.
- Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé.
- Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan et en élévation.

VI.2.1. Méthode statique équivalente :

VI.2.1.1. Principe de la méthode :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

VI.2.1.2. Calcul de la force sismique totale (Structure portique seulement) :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération donné par le tableau des règles **RPA99/Version 2003 (tableau [4-1])** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage. Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : $A = 0,25$

R : Coefficient de comportement, Selon le tableau [4.3] des **RPA99/Version 2003** ; Pour un système contreventé mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction

$$: R = 4$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2 = 0,40 \text{ sec}$: Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau [4.7] des RPA99/Version 2003**.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

Pour : $\xi = 7\%$ on a $\eta = 0,88 \geq 0,7$

VI.2.1.3. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6** et **4-7** des **RPA99/Version 2003**.

On a donc :

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau [4.6] des RPA99/Version2003**. Pour notre cas $C_T = 0,05$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

○ **Pour le sens transversal (yy) :**

$$h_N = 29 \text{ m} \quad , \quad L_y = 33,86 \text{ m}$$

Alors :

$$T_y = \min(0,64 \text{ sec} ; 0,46 \text{ sec}) \Rightarrow T_y = 0,46 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_y = 0,46 \text{ sec} \leq 3 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,459} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,01$$

○ **Pour le sens longitudinal (xx) :**

$$h_N = 29,7 \text{ m} \quad , \quad D = 34,86 \text{ m}$$

Alors :

$$T_x = \min(0,64 \text{ sec} ; 0,46 \text{ sec}) \Rightarrow T_x = 0,46 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,46 \text{ sec} \leq 3 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,452} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,02$$

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003**. Pour notre cas on prend $Q = 1,2$

W : Poids total de la structure, donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau [4.5].des RPA99/Version 2003**. Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel **SAP2000V14** :

○ **Résumé des résultats :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: paramètre d'effort tranchant à la base.

paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	$T_x(sec)$	$T_y(sec)$	η	W(KN)
Résultats	0,25	2,02	2,01	1,2	4	0,46	0,46	0,88	51694,9

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 2,02 \times 1,2}{4} \times 51697,9 \\ V_y = \frac{0,25 \times 2,01 \times 1,2}{4} \times 51697,9 \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_x = 7832,23 \text{ KN}$$

$$V_y = 7797,95 \text{ KN}$$

VI.2.2. Méthode modale spectrale :

VI.2.2.1. Principe de la méthode :

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

VI.2.2.2. Hypothèses à respecter :

- Les masses sont concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

VI.2.2.3. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{cases}$$

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectral

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

D'après le tableau **4.7 des RPA/Version 2003**

$T_1 = 0,15 s$

$T_2 = 0,40 s$

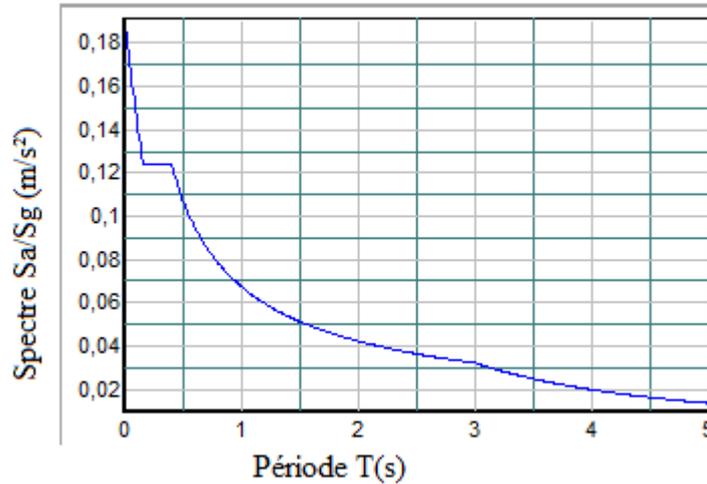


Figure VI.1: Spectre de réponse de calcul

VI.2.2.4. Nombre de modes à considérer :

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être telle que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.2.2.5. 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 code de calcul par éléments finis **CSI SAP2000V14** est utilisé.

VI.2.2.6. Description générale du logiciel utilisé :

Le logiciel **CSI SAP2000V14** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **SAP2000** permet de créer les structures,

les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par SAP2000 est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Figure VI.2: Page d'accueil du logiciel (SAP2000V14)

VI.2.3. Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes fondamentales lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation.

Le Premier MODEL est celui des valeurs de prédimensionnement sans positionnement des voiles.

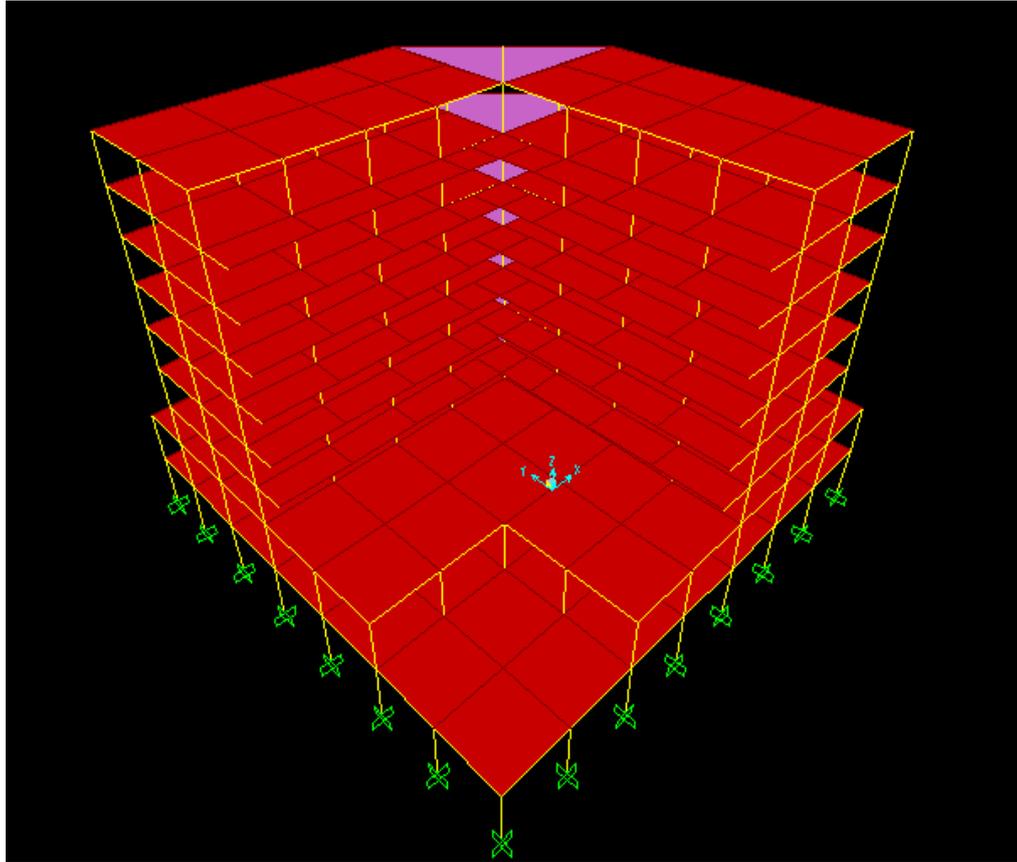


Figure VI.3: Vue en 3D du modèle depuis le logiciel

VI.2.3.1. Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel :

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Période et pourcentage des masses modales effectives

mode	période	masse cumulée UX%	masse cumulée UY%	masse modale UX%	masse modale UY%	Nature
1	1,269416	44,49	18,218	44,49	18,218	mode couplé
2	1,25819	60,831	61,022	16,341	42,804	mode couplé
3	1,129693	63,322	63,165	2,491	2,143	Torsion
4	0,466738	75,804	69,36	12,482	6,195	
5	0,461455	81,621	81,624	05,817	12,264	
6	0,419052	81,864	81,772	0,243	0,148	
7	0,297109	89,305	84,527	7,441	2,755	
8	0,293783	91,844	92,017	2,539	7,491	

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_d = 1,26 \text{ s}$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les huit (**8**) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**

VI.2.4. Vérifications règlementaires :

VI.2.4.1. Période fondamentale théorique :

Les **RPA99/Versions 2003** (article 4.2.4.4), préconisent qu'il faut que la valeur de T_d calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimé par la méthode empirique appropriée de plus de 30 %

$$T_e = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_e = 0,05 \times (29,7)^{3/4}$$

$$T_e = 0,636 \text{ s}$$

$$T_d = 1,39 \text{ s} < 1,3 T_e = 0,827 \text{ s} \text{ (Condition non vérifiée).}$$

VI.2.4.2. Résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/Version2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

Tableau VI.3: Vérifications des Résultante des forces sismiques

	V_s (kN)	$0,8V_s$ (kN)	V_d (kN)	$V_d \geq 0,8V_s$
Sens X	7833,13	6266,50	4330,34	Condition non vérifiée
Sens Y	7794,95	6235,95	4351,75	Condition non vérifiée
$\frac{0,8 V_x}{V_{dx}}$	1,44			
$\frac{0,8 V_y}{V_{dy}}$	1,43			

VI.2.4.3. Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le **RPA99/version 2003** 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 calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, $N_d = N_G + N_Q + N_E$

B : Section brute de la section de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau VI.4: Vérifications de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			f _{c28} (MPa)	N (kN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)				
RDC	50	50	2500	25	3567,71	0,571	Non vérifiée
Etage 1	50	50	2500	25	3034,90	0,486	Non vérifiée
Etage 2	45	45	2025	25	3104,75	0,613	Non vérifiée
Etage 3	45	45	2025	25	2789,71	0,551	Non vérifiée
Etage 4	45	45	2025	25	2388,09	0,472	Non vérifiée
Etage 5	40	40	1600	25	1965,32	0,491	Non vérifiée
Etage 6	40	40	1600	25	1144,34	0,286	Vérifiée
Etage 7	35	35	1225	25	743,24	0,243	Vérifiée
Etage 8	35	35	1225	25	349,74	0,114	Vérifiée

VI.2.4.4. Vérification des déplacements latéraux inter- étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste en la vérification des déplacements inter-étages, selon l'article **(5.10 des RPA99/Version2003)**, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\begin{cases} \Delta_{k(X)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(Y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage : $\bar{\Delta} = 1\% h_e$

h_e : Hauteur d'étage.

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$, $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

R : Coefficient de comportement.

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges E_x, E_y avec un coefficient de comportement $R = 4$

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Vérifications des déplacements inter-étage

<i>Étage</i>	h_e (cm)	$\delta_{ek(X)}$ (cm)	$\delta_{ek(Y)}$ (cm)	$\delta_{k(X)}$ (cm)	$\delta_{k(Y)}$ (cm)	$\Delta_{k(X)}$ (cm)	$\Delta_{k(Y)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_k < \bar{\Delta}$
<i>RDC</i>	400,0	0,46	0,45	1,84	1,8	1,84	1,80	4	<i>vérifiée</i>
<i>Étage 1</i>	400,0	1,16	1,13	4,64	4,52	2,80	2,72	4	<i>vérifiée</i>
<i>Étage 2</i>	310,0	2,09	2,03	8,36	8,12	3,72	3,60	3,1	<i>non vérifiée</i>
<i>Étage 3</i>	310,0	3,2	3,12	12,8	12,48	4,44	4,36	3,1	<i>non vérifiée</i>
<i>Étage 4</i>	310,0	4,24	4,15	16,96	16,6	4,16	4,12	3,1	<i>non vérifiée</i>
<i>Étage 5</i>	310,0	5,27	5,17	21,08	20,68	4,12	4,08	3,1	<i>non vérifiée</i>
<i>Étage 6</i>	310,0	6,12	6	24,48	24	3,40	3,32	3,1	<i>non vérifiée</i>
<i>Étage 7</i>	310,0	6,87	6,73	27,48	26,92	3,00	2,92	3,1	<i>vérifiée</i>
<i>Étage 8</i>	310,0	7,29	7,15	29,16	28,6	1,68	1,68	3,1	<i>vérifiée</i>

D'après les résultats ci-dessus, on conclue que :

- La période n'est pas vérifiée.
- La majoration de l'effort sismique est grande.
- L'effort normal réduit ne vérifiée pas.
- Le déplacement inter étage ne vérifiée pas

Alors on doit augmenter la rigidité de notre structure par l'augmentation des sections des poteaux et une disposition des voiles de contreventement

VI.3. Calcul de la force sismique totale :

VI.3.1. Modification de structure :

VI.3.1.1. Augmentation des sections des poteaux :

Tableau VI.6: section des poteaux augmenté.

Etage	S/Sol	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	60 × 60		55 × 55			50 × 50		45 × 45		

VI.3.1.2. Positionnement des voiles :

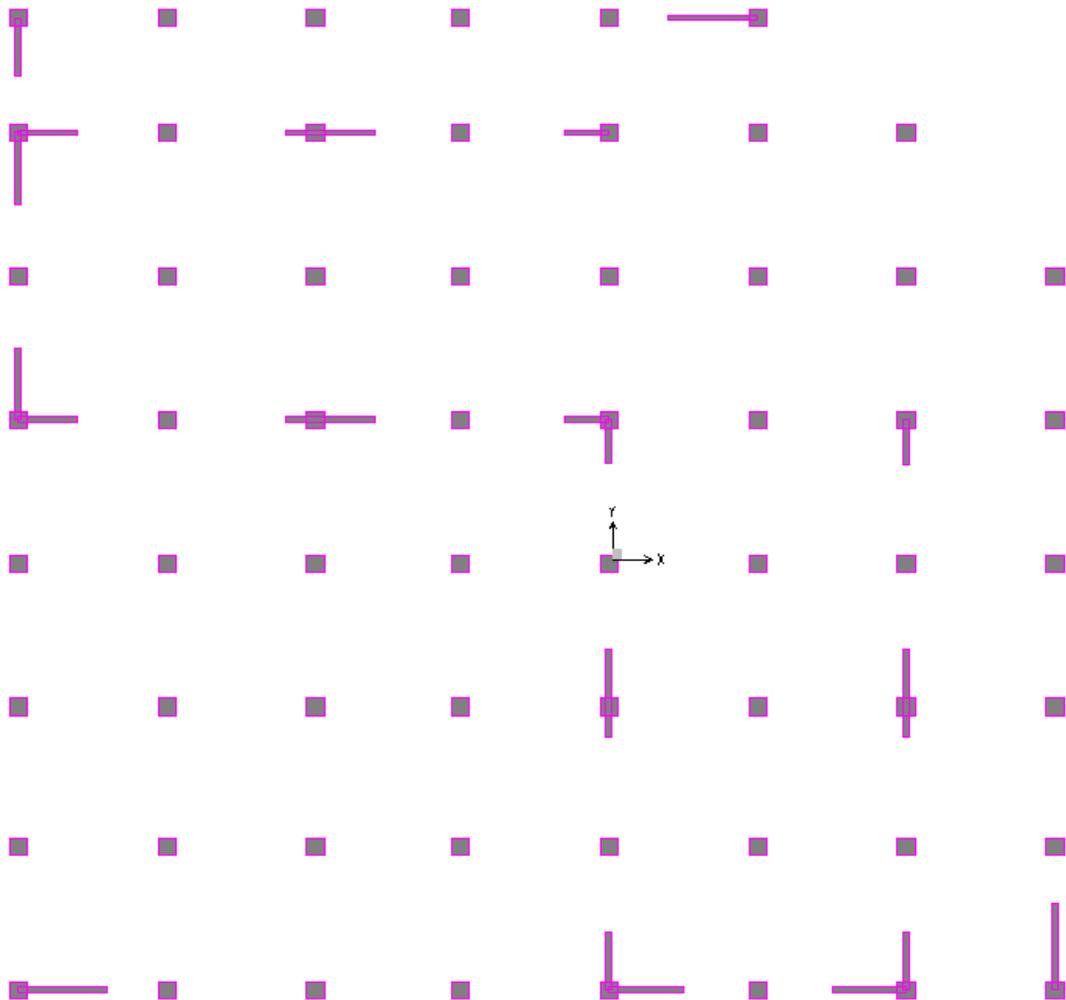


Figure VI.4: Vue en plan du positionnement des voiles.

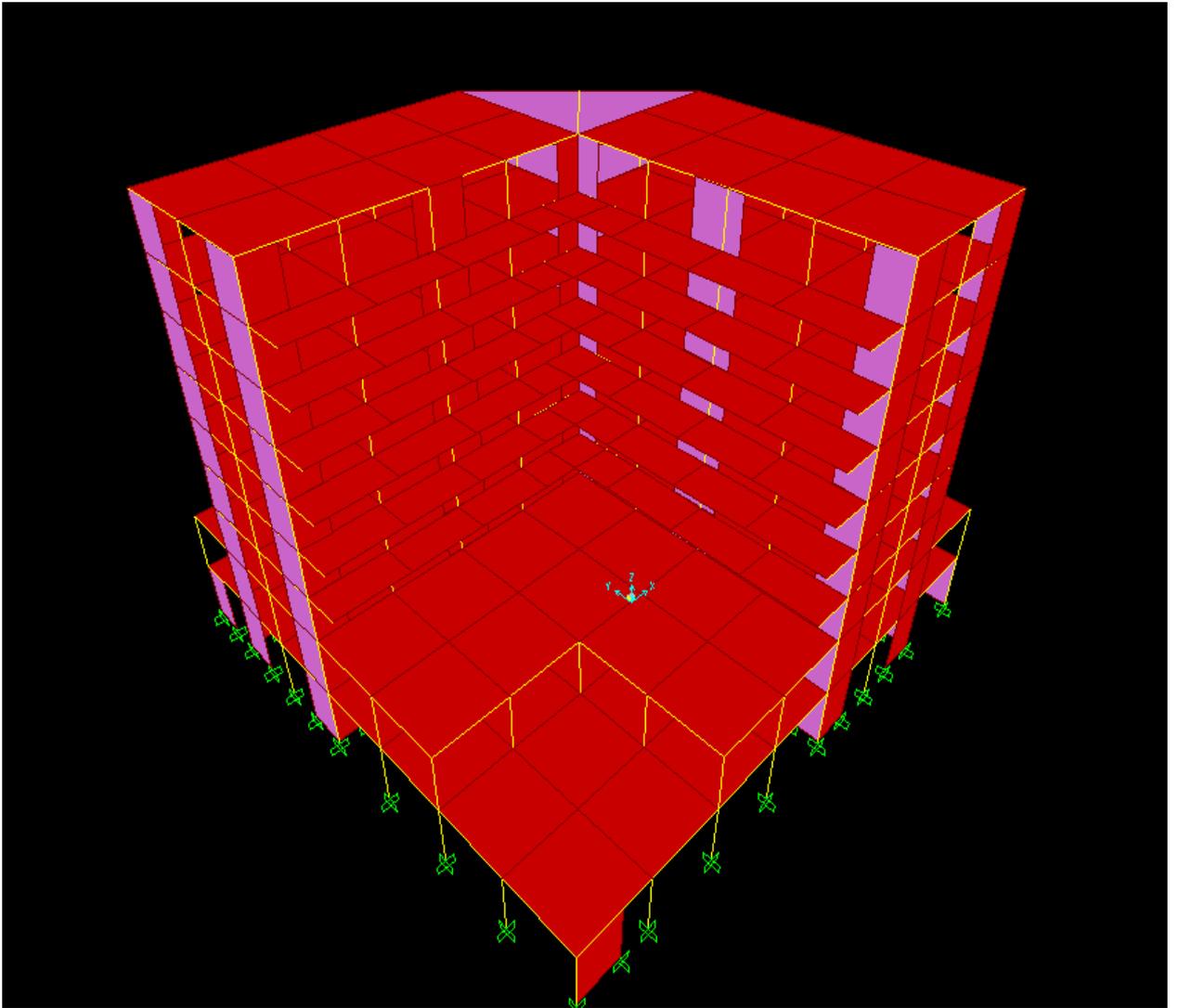


Figure VI.5: Vue en 3D du modèle avec voiles depuis le logiciel

VI.3.2. Participation massique :

Tableau VI.7: Période et pourcentage des masses modales effectives(2).

mode	période	masse cumulée	masse cumulée	masse modale	masse modale	Nature
		UX%	UY%	UX%	UY%	
1	0,80643	33,356	28,632	33,356	28,632	Mode couplé
2	0,794944	61,835	62,015	28,479	33,384	Mode couplé
3	0,60764	62,056	62,245	00,221	0,229	Torsion
4	0,241321	72,319	71,363	10,263	09,118	
5	0,239513	80,852	81,382	08,533	10,019	
6	0,176388	81,118	81,669	00,266	0,287	
7	0,125553	86,969	83,34	05,851	01,671	
8	0,123196	87,8	91,064	00,831	07,724	
9	0,12153	89,498	91,174	01,698	00,11	
10	0,118748	89,927	91,174	00,428	8,029E-07	
11	0,116184	89,942	91,175	00,015	0,0005832	
12	0,113919	90,068	91,178	00,126	0,003409	

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_d = 0,80 \text{ s}$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les douze (**12**) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**

VI.3.3. Résultats de méthode statique équivalente :

Tableau VI.8: paramètre d'effort tranchant à la base(2).

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	T _x (sec)	T _y (sec)	η	W(KN)
Résultats	0,25	2,02	2,01	1,2	4	0,46	0,46	0,88	61131,343

Donc :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 2,02 \times 1,2}{4} \times 61131,34 \\ V_y = \frac{0,25 \times 2,01 \times 1,2}{4} \times 61131,34 \end{array} \right.$$

$$V_x = 9261,39 \text{ KN}$$

$$V_y = 9215,54 \text{ KN}$$

VI.3.3.1. Période fondamentale théorique :

Le **RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4)**, préconisent qu'il faut que la valeur de T_d calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimé par la méthode empirique appropriée de plus de 30 %

$$T_e = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_e = 0,05 \times 29,7^{\frac{3}{4}}$$

$$T_e = 0,636 \text{ s}$$

$$T_d = 0,80 \text{ s} < 1,3 T_e = 0,827 \text{ s (Condition vérifiée)}.$$

VI.3.4. Justification du système de contreventement :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/Version2003 (3.4-classification des systèmes de contreventement (4.b))** dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Tableau VI.9: pourcentage de l'effort normal repris par les voiles et les portique

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	36194,97	26646,38	62841,35	57,60	42,40	Non vérifiée
Etage 1	26327,61	21566,64	47894,25	54,97	45,03	Non vérifiée
Etage 2	18081,47	18522,01	36603,43	49,40	50,60	Non vérifiée
Etage 3	15354,68	15922,52	31277,2	49,09	50,91	Non vérifiée
Etage 4	12643,77	13252,01	25895,78	48,83	51,17	Non vérifiée
Etage 5	9959,19	10535,16	20494,35	48,59	51,41	Non vérifiée
Etage 6	7391,81	7833,18	15224,99	48,55	51,45	Non vérifiée
Etage 7	4842,55	5113,08	9955,63	48,64	51,36	Non vérifiée
Etage 8	2397,03	2399,63	4796,66	49,97	50,03	Non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc on opte pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs (R=3,5).

VI.4. Changement de Système de contreventement :

VI.4.1. Participation massique :

Tableau VI.10: Période et pourcentage des masses modales effectives(2)

mode	Période (s)	masse cumulée UX%	masse cumulée UY%	masse modale UX%	masse modale UY%	Nature
1	0,80643	33,356	28,632	33,356	28,632	Mode couplé
2	0,794944	61,835	62,015	28,479	33,384	Mode couplé
3	0,60764	62,056	62,245	00,221	0,229	Torsion
4	0,241321	72,319	71,363	10,263	09,118	
5	0,239513	80,852	81,382	08,533	10,019	
6	0,176388	81,118	81,669	00,266	0,287	
7	0,125553	86,969	83,34	05,851	01,671	
8	0,123196	87,8	91,064	00,831	07,724	
9	0,12153	89,498	91,174	01,698	00,11	
10	0,118748	89,927	91,174	00,428	8,029E-07	
11	0,116184	89,942	91,175	00,015	0,0005832	
12	0,113919	90,068	91,178	00,126	0,003409	

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_d = 0,80 s$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les douze (**12**) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**

VI.4.2. Résultats de méthode statique équivalente :

Les paramètres de l'effort tranchant à la base sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : paramètre d'effort tranchant à la base(3).

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	T _x (sec)	T _y (sec)	η	W(KN)
Résultats	0,25	2,02	2,01	1,2	3,5	0,46	0,46	0,88	61131,343

Donc :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0,25 \times 2,02 \times 1,2}{3,5} \times 61131,34 \\ V_y = \frac{0,25 \times 2,01 \times 1,2}{3,5} \times 61131,34 \end{cases}$$

$$V_x = 10697,93 \text{ KN}$$

$$V_y = 10569,82 \text{ KN}$$

VI.4.2.1. Période fondamentale théorique :

Les **RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4)**, préconisent qu'il faut que la valeur de T_d calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimé par la méthode empirique appropriée de plus de 30 %

$$T_e = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_e = 0,05 \times 29,7^{3/4}$$

$$T_e = 0,636 \text{ s}$$

$$T_d = 0,80 \text{ s} < 1,3 T_e = 0,827 \text{ s (Condition vérifiée)}.$$

VI.4.3. Résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/Version2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_d < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $r = \frac{0.8 V_s}{V_d}$

Tableau VI.12: Vérifications des Résultante des forces sismiques(2)

	V_s (KN)	$0,8V_s$ (KN)	V_d (KN)	$V_d \geq 0,8V_s$
Sens X	106979,93	8543,94	6349,995	Condition non vérifiée
Sens Y	10569,82	8455,85	6402,565	Condition non vérifiée
$r = \frac{0.8 V_x}{V_{dx}}$	1,34			
$r = \frac{0.8 V_y}{V_{dy}}$	1,32			

On a $V_d < 0.8 V_s$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse.

Tableau VI.13 : majoration de la force sismique

	$0,8V_s$ (KN)	V_d (KN)	$V_d \geq 0,8V_s$
Sens X	8543,94	8550,75	Condition vérifiée
Sens Y	8455,85	8522,44	Condition vérifiée

VI.4.4. Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le **RPA99/version 2003** 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 calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, $N_d = N_G + N_Q + N_E$

B : Section brute de la section de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau VI.14: Vérifications de l'effort normal réduit (2)

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			f _{c28} (MPa)	N (kN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)				
RDC	60	60	3600	35	2834,44	0,225	Vérifiée
Etage 1	60	60	3600	35	2347,91	0,186	Vérifiée
Etage 2	55	55	3025	35	2002,34	0,189	Vérifiée
Etage 3	55	55	3025	35	1707,25	0,161	Vérifiée
Etage 4	55	55	3025	35	1417,59	0,134	Vérifiée
Etage 5	50	50	2500	35	1129,99	0,129	Vérifiée
Etage 6	50	50	2500	35	850,70	0,097	Vérifiée
Etage 7	45	45	2025	35	572,39	0,081	Vérifiée
Etage 8	45	45	2025	35	305,46	0,043	Vérifiée

VI.4.5. Justification du système de contreventement :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/Version2003 (3.4-classification des systèmes de contreventement (2))** dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Tableau VI.15 : pourcentage de l'effort normal repris par les voiles et les portique (2)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	36194,97	26646,38	62841,35	57,60	42,40	Vérifiée
Etage 1	26327,61	21566,64	47894,249	54,97	45,03	Vérifiée
Etage 2	18081,47	18522,01	36603,477	49,40	50,60	Vérifiée
Etage 3	15354,68	15922,52	31277,2	49,09	50,91	Vérifiée
Etage 4	12643,77	13252,01	25895,778	48,83	51,17	Vérifiée
Etage 5	9959,19	10535,16	20494,35	48,59	51,41	Vérifiée
Etage 6	7391,81	7833,18	15224,99	48,55	51,45	Vérifiée
Etage 7	4842,55	5113,08	9955,63	48,64	51,36	Vérifiée
Etage 8	2397,03	2399,63	4796,66	49,97	50,03	Vérifiée

VI.4.6. Vérification des déplacements latéraux inter- étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste en la vérification des déplacements inter-étages, selon l'article **(5.10 des RPA99/Version2003)**, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\begin{cases} \Delta_{k(X)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(Y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage : $\bar{\Delta} = 1\% h_e$

h_e : Hauteur d'étage.

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$, $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

R : Coefficient de comportement.

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges E_x, E_y avec un coefficient de comportement $R = 3,5$

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16: Vérifications des déplacements inter-étage(2)

Etage	h_e (cm)	$\delta_{ek(X)}$ (cm)	$\delta_{ek(Y)}$ (cm)	$\delta_{k(X)}$ (cm)	$\delta_{k(Y)}$ (cm)	$\Delta_{k(X)}$ (cm)	$\Delta_{k(Y)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_k < \bar{\Delta}$
RDC	400,0	0,228	0,245	0,796	0,856	0,796	0,856	4	Vérifiée
Étage 1	400,0	0,786	0,792	2,751	2,773	1,954	1,917	4	Vérifiée
Étage 2	310,0	1,369	1,373	4,790	4,806	2,039	2,033	3,1	Vérifiée
Étage 3	310,0	2,009	2,016	7,032	7,056	2,242	2,250	3,1	Vérifiée
Étage 4	310,0	2,653	2,663	9,285	9,319	2,254	2,263	3,1	Vérifiée
Étage 5	310,0	3,272	3,285	11,452	11,496	2,167	2,177	3,1	Vérifiée
Étage 6	310,0	3,837	3,852	13,429	13,484	1,977	1,987	3,1	Vérifiée
Étage 7	310,0	4,344	4,363	15,206	15,271	1,777	1,788	3,1	Vérifiée
Étage 8	310,0	4,792	4,814	16,771	16,848	1,565	1,577	3,1	Vérifiée

VI.4.7. Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9 des RPA99/Version 2003**) :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k calculés suivant la formule : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k - 1$

h_k : Hauteur de l'étage k

- **Sens longitudinal (sens-X) :**

Tableau VI.17 : Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Sens X)

Etage	Hauteur	P_k	Δ_k	V_k	θ	$\theta < 0,10$
RDC	400,0	61131,3	0,796	8513,32	0,014	Vérifiée
Etage 1	400,0	47991,2	1,954	7924,8	0,030	Vérifiée
Etage 2	310,0	36603,5	2,039	6989,74	0,034	Vérifiée
Etage 3	310,0	31277,2	2,242	6459,12	0,035	Vérifiée
Etage 4	310,0	25855,8	2,254	5804,06	0,032	Vérifiée
Etage 5	310,0	20494,7	2,167	5042,19	0,028	Vérifiée
Etage 6	310,0	15225,0	1,977	4181,75	0,023	Vérifiée
Etage 7	310,0	9955,6	1,777	3127,53	0,018	Vérifiée
Etage 8	310,0	4796,7	1,565	1681,84	0,014	Vérifiée

○ Sens transversal (sens-Y) :

Tableau VI.18 : Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Sens-Y)

Etage	Hauteur	P_k	Δ_k	V_k	θ	$\theta < 0,10$
RDC	400,0	61131,3	0,856	8426,99	0,016	Vérifiée
Etage 1	400,0	47991,2	1,917	7821,72	0,029	Vérifiée
Etage 2	310,0	36603,5	2,032	6884,77	0,035	Vérifiée
Etage 3	310,0	31277,2	2,249	6362,17	0,036	Vérifiée
Etage 4	310,0	25855,8	2,263	5717,7	0,033	Vérifiée
Etage 5	310,0	20494,7	2,177	4967,48	0,029	Vérifiée
Etage 6	310,0	15225,0	1,987	4123,24	0,024	Vérifiée
Etage 7	310,0	9955,6	1,787	3090,45	0,019	Vérifiée
Etage 8	310,0	4796,7	1,57	1664,18	0,015	Vérifiée

On a $\theta < 0,1$ pour chaque niveau k et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet

$P - \Delta$ dans le calcul des éléments structuraux.

Conclusion :

Tant que toutes les conditions sont vérifiées (la période, l'effort tranchant à la base, l'effort normal réduit, condition de système de contreventement, les déplacements inter-étages, l'effet ($P - \Delta$)) ; donc on peut calculer le ferrailage des éléments structuraux.

VII. Ferrailage des éléments structuraux.

VII.1. Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages.

Il s'effectuera selon les règles CBA.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

VII.2. Ferrailages des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15$
 $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$
 $\gamma_b = 1,15$

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

- 1^{er} cas : N_{max} et M correspondant
- 2^{ème} cas : N_{min} et M correspondant
- 3^{ème} cas : M_{max} et N correspondant

VII.2.1. Combinaison des charges :

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

- **Selon CBA.93**

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

- **Selon RPA 99 (situation accidentelle)**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VII.2.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

VII.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Leur pourcentage minimal est de :
 - 0,9% (*zone III*)
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 50 Φ (*zone III*)
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm (*zone III*)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (*zone critiques*).

VII.2.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot T}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- T : effort tranchant de calcul
- h : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
 - $\rho = 2,5$ Si l'élancement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5
 - $\rho = 3,75$ Dans le cas contraire.

- S_t : espacement des armatures transversales.
 - **Zone nodale** : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ (zone III)
 - **Zone courante** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right)$

Avec ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

VII.2.3. Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000V14 2014 :

VII.2.3.1. Poteau plus sollicité :

- **Situation durable (ELU) :**

Tableau VII.1: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation durable)

Section	cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	78,908	-12,8992	-2834,435	-6,9634	-28,6511	-149,826	11,21
55 × 55	-482,224	24,3462	-2002,335	1,1895	-113,4289	-1184,353	71,197
50 × 50	-271,289	28,7167	-1129,993	0,47	-102,2416	-616,317	65,8
45 × 45	-69,92	50,739	-572,392	1,8662	-105,7491	-343,525	62,5

○ Situation accidentelle (G+Q±E)

Tableau VII.2: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle I(G+Q±E))

Section		cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
		N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	Traction	34,5	163,52	16,5	8,099	-319,18	-355,9	147,26
	Compression	-1,5	198,21	-2307,08	-201,23			
55 × 55		-59,52	86,48	-1691,34	-175,88	386,03	-416,30	-242,60
50 × 50		-55,60	94,14	-879,83	-46,14	324,83	-234,01	203,20
45 × 45		-19,55	67,37	-434,14	-74,38	280,51	-69,58	-166,75

○ Situation accidentelle (0,8G±E)

Tableau VII.3: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle (0,8G±E))

Section		cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
		N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	Traction	91,91	64,22	0,50	118,74	-316,91	-126,13	-146,32
	Compression	-3,74	110,34	-1600,72	-199,85			
55 × 55	Traction	94,96	68,69	1,48	120,44	381,95	-278,11	317,84
	Compression	-3,62	59,85	-1233,22	-172,66			
50 × 50	Traction	21,67	83,73	4,73	87,03	320,42	-157,67	196,50
	Compression	-3,02	12,66	-654,95	-104,73			
45 × 45		-5,50	61,80	-329,90	-73,68	-274,97	-54,17	-164,7

VII.2.4. Ferrailage

VII.2.4.1. Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

- **Poteau plus sollicité (Situation durable (ELU)) :**

Tableau VII.4: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation durable)

Section	cas 1	cas 2	cas 3	A_{smin} (cm ²)
	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	1,46	0	0	32,4
55 × 55	0	0	0	27,22
50 × 50	0	0	0	22,5
45 × 45	1,99	0	2,16	18,22

- **Situation accidentelle (G+Q±E)**

Tableau VII.5: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation accidentelle I(G+Q±E))

Section		cas 1	cas 2	cas 3	A_{smin} (cm ²)
		A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	Traction	6,19	0,46	8,13	32,4
	Compression	7,09	0		
55 × 55		2,75	0	11,86	27,22
50 × 50		3,5	0	12,6	22,5
45 × 45		3,06	0	13,83	18,22

○ **Situation accidentelle (0,8G±E)**

Tableau VII.6: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation accidentelle(0,8G±E))

Section		cas 1	cas 2	cas 3	$A_{s_{min}}$ (cm ²)
		A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	Traction	3,23	4,22	10,27	32,4
	Compression	3,88	0		
55 × 55	Traction	3,66	4,73	12,94	27,22
	Compression	2,28	0		
50 × 50	Traction	3,84	3,81	13,07	22,5
	Compression	0,51	0		
45 × 45		2,93	0,22	13,66	18,22

Remarque : Toute les sections ci-dessus sont donnée par rapport à une seule face, on doit les généraliser sur 4 faces.

Les tableaux suivants indiquent les diamètres adoptés :

Tableau VII.7: les diamètres adoptés (une seule nappe)

Poteaux	Sections adoptés (cm ²)	Diamètres adoptés	Sections réelles (cm ²)
60 × 60	13,83	4T20 +1T14	14,11
55 × 55	13,83	4T20 +1T14	14,11
50 × 50	13,83	4T20 +1T14	14,11
45 × 45	13,83	4T20 +1T14	14,11

Tableau VII.8: les diamètres adoptés (toute les nappes)

Poteaux	Diamètres adoptés	Sections réelles (cm ²)
60 × 60	12T20 +4T14	43,86
55 × 55	12T20 +4T14	43,86
50 × 50	12T20 +4T14	43,86
45 × 45	12T20 +4T14	43,86

VII.2.4.2. Armatures transversales :

○ **Zone nodale :**

Tableau VII.9: armatures transversales adoptées (Zone nodale)

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
$T (KN)$	147,26	317,84	203,2	166,75
$S_t(cm)$	10	10	10	10
h_1	3,55	2,65	2,65	2,65
f_e	500	500	500	500
$A_t (cm^2)$	0,290	0,600	0,383	0,315
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8

○ **Zone courante :**

Tableau VII.10: armatures transversales adoptées (Zone courante)

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
$T (KN)$	147,26	317,84	203,2	166,75
$S_t(cm)$	14	14	14	14
h_1	3,55	2,65	2,65	2,65
f_e	500	500	500	500
$A_t (cm^2)$	0,407	0,84	0,537	0,617
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8

VII.2.5. Vérifications :

VII.2.5.1. Conditions de non-fragilité :

Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec } f_e = 500 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau VII.11: Vérification de Conditions de non-fragilité

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
A réel	43,86	43,86	43,86	43,86
A min	32,4	27,22	22,5	18,22
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.5.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{T_{max}}{bd} \leq 0,075 \cdot f_{c28} \quad ; \lambda_g \text{ Est toujours supérieur à } 5$$

Tableau VII.12: Vérification au cisaillement.

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
T _{max} (kN)	147,26	317,84	203,2	166,75
τ _{max} (MPa)	0,455	1,179	0,924	0,950
τ _u (MPa)	2,625	2,625	2,625	2,625
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

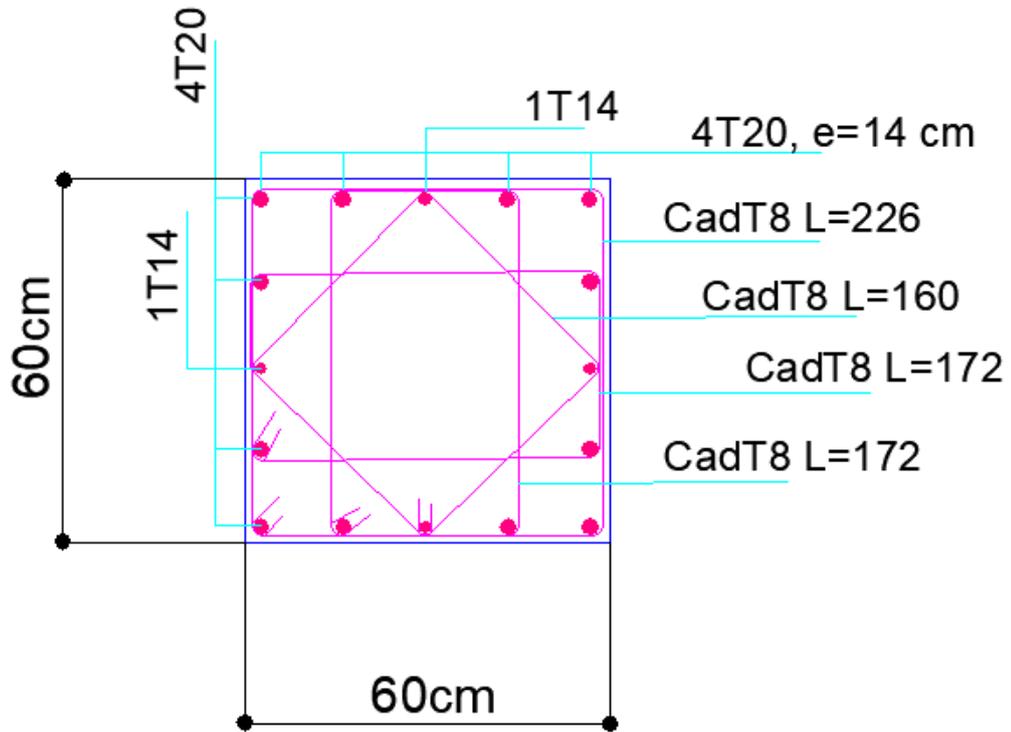


Figure VII.1: Schéma de ferrailage de poteau 60×60cm²

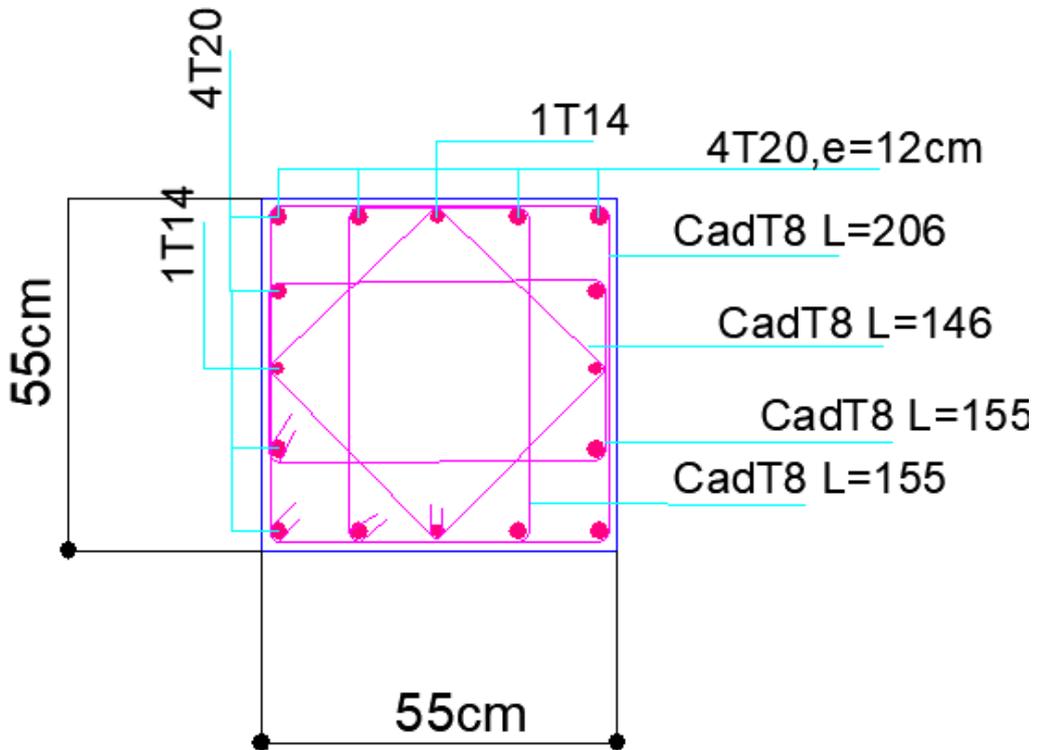


Figure VII.2: Schéma de ferrailage de poteau 55×55cm²

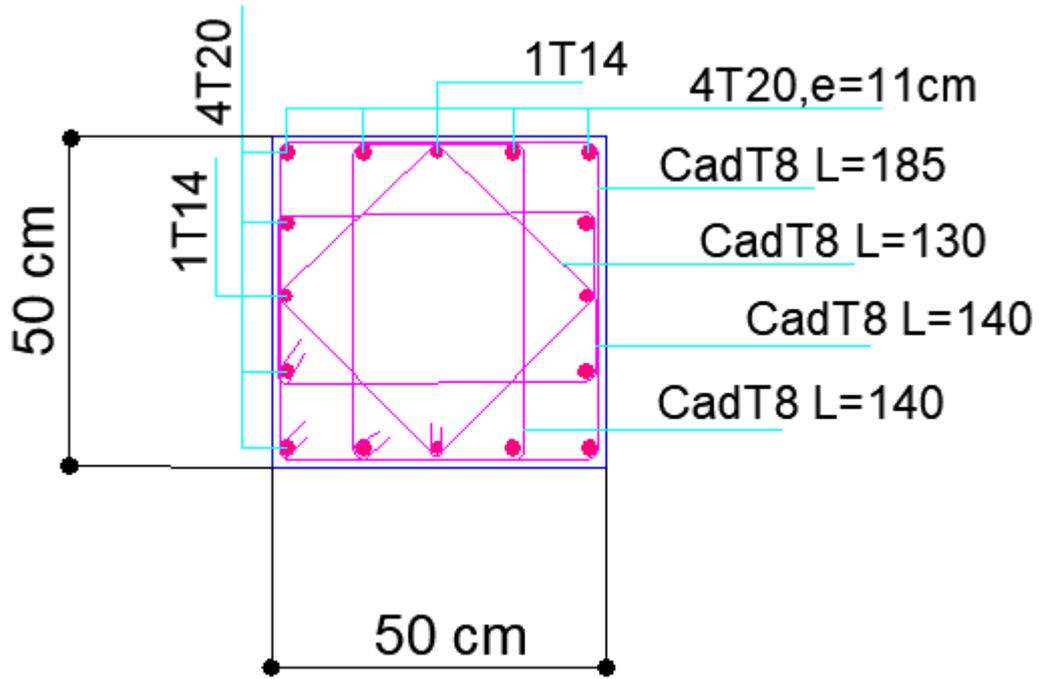


Figure VII.3: Schéma de ferrailage de poteau 50×50cm²

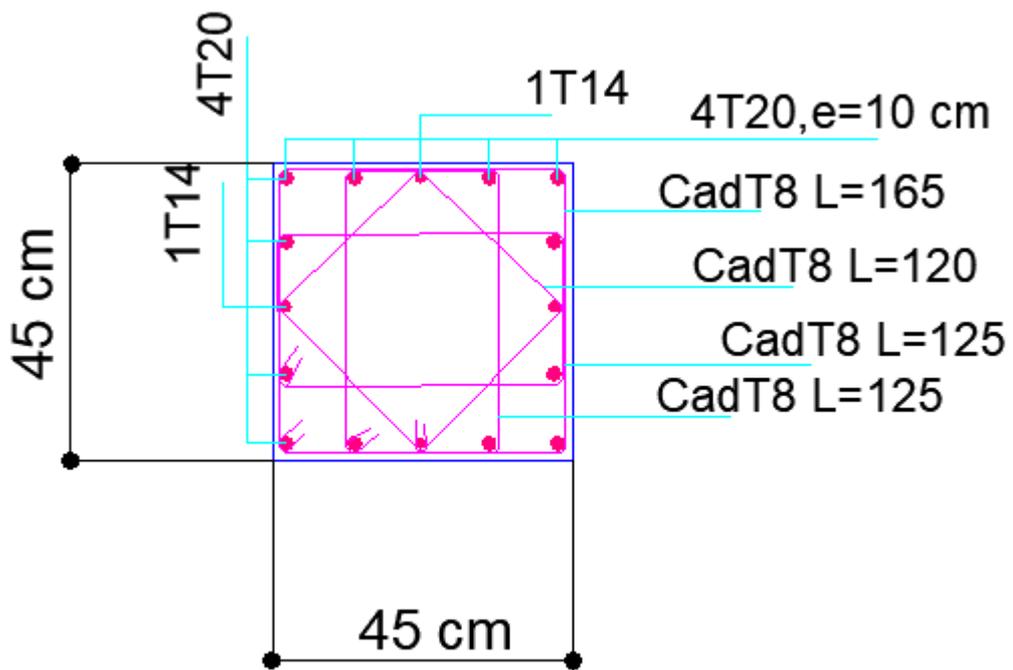


Figure VII.4: Schéma de ferrailage de poteau 45×45cm²

VII.3. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15$
 $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$
 $\gamma_b = 1,15$

Dans notre structure on a deux types des poutres (35×45) dans le sens porteur Y et (35×45) dans le sens non porteur X .

VII.3.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

VII.3.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

VII.3.1.2. Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $\frac{h}{4}$; 12ϕ »
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $s \leq \frac{h}{2}$ ».

VII.3.2. Combinaison des charges :

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

- **Selon CBA.93**

E L U $1,35 G + 1,5 Q$

- **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

VII.3.3. Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000V14 :

Tableau VII.13: Sollicitations de calcul (Poutre)

	1,35 G + 1,5 Q			G + Q ± E			0,8 G ± E		
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
P.P adhérent au voile	-88,91	49,89	118,73	-348,76	228,92	- 295,51	-346,16	233,89	- 283,96
P.P sans voile	-159,52	68,11	- 145,80	-244,94	123,46	- 157,75	-208,41	125,10	- 121,75
P.S adhérent au voile	64,56	-86,28	- 129,09	366,75	344,53	- 299,85	357,29	334,41	272,18
P.S sans voile	-78,04	-158,83	64,92	-182,14	148,89	-76,21	-170,07	148,10	-71,71

VII.3.4. Ferrailage de poutre :

VII.3.4.1. Calcul des Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

Tableau VII.14: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutres)

	1,35 G + 1,5 Q		G + Q ± E		0,8 G ± E	
	$A_{S_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{S_{travée}}$ (cm ²)	$A_{S_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{S_{travée}}$ (cm ²)	$A_{S_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{S_{travée}}$ (cm ²)
P.P adhérent au Voile	5,07	2,8	19,07	11,85	18,9	12,13
P.P sans Voile	9,42	3,84	12,77	6,13	10,7	6,22
P.S adhérent Au voile	3,64	4,91	20,23	18,79	19,62	18,15
P.S sans Voile	4,42	9,37	9,25	7,47	8,6	7,43

Tableau VII.15: les diamètres adoptés pour chaque poutre.

Poutre		Sections adoptés (cm ²)	Diamètres Adoptés	Sections Réelles (cm ²)
P.P adhérent au voile	Appuie	19,07	4T20+4T16	20,61
	Travée	11,85	4T20	12,57
P.P sans voile	Appuie	12,77	4T16+4T14	14,20
	Travée	6,13	4T16	8,04
P.S adhérent au voile	Appuie	20,23	4T20+4T16	20,61
	Travée	18,79	4T20+4T16	20,61
P.S sans voile	Appuie	9,25	4T20	12,57
	Travée	7,47	4T16	8,04

VII.3.4.2. Calcul des armatures transversales :

D'après **CBA.93 (A.5.1.2.3)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

f_{tj} Est bornée supérieurement à 3,3 MPA

Dans laquelle les contraintes sont exprimées en MPA (ou N/mm²). Et avec comme valeurs du coefficient K :

K=1 : en flexion simple

$K = 1 + \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$: en flexion composée avec compression, σ_{cm} désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

$K = 1 - \frac{\sigma_{tm}}{f_{cj}}$: en flexion composée avec traction, σ_{tm} désignant la contrainte moyenne de traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

En outre la valeur de K est bornée supérieurement à :

0 (zéro) dans le cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après, ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable

1 (unité) dans le cas de surfaces de reprise munies d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm.

$$\tau_u = \frac{1,4 T_{max}}{b_0 \cdot d}$$

$b_0=35\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16: Résultats de calcul des armatures transversales

		Condition	Poutre 35x45
CBA	S_t	$S_t \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$	40cm
RPA	$S_{t_{nodale}}$	$\text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi)$	11,25cm
	$S_{t_{courante}}$	$s \leq \frac{h}{2}$	22,5cm

Alors on adopte :

Tableau VII.17: diamètres adoptés comme armatures transversales

	P.P adhérent au voile	P.P sans voile	P.S adhérent au voile	P.S sans voile
τ_u	413,71	220,85	491,78	106,69
$S_{t_{nodale}}$	10	10	10	10
$S_{t_{courante}}$	15	15	15	15
$A_{t_{nodale}}$	1,64	0,58	1,67	0,04
$A_{courante}$	2.46	0.87	2.51	0.06
A_{min}	1,57	1,57	1,57	1,57
Diamètre adoptés_{nodale}	4T10	4T10	4T10	4T10
Diamètre adoptés_{courant}	4T10	4T10	4T10	4T10

VII.3.1. Vérifications :

VII.3.1.1. Condition de non-fragilité :

Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec } f_e = 500 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau VII.18 vérifications de non fragilité (poutre).

Poutre		Sections réelles (cm ²)	A_{min}	Condition
P.P adhérent au voile	Appuie	20,61	1,95	Vérifiée
	Travée	12,57	1,95	Vérifiée
P.P sans voile	Appuie	14,20	1,95	Vérifiée
	Travée	8,04	1,95	Vérifiée
P.S adhérent au voile	Appuie	20,61	1,95	Vérifiée
	Travée	20,61	1,95	Vérifiée
P.S sans voile	Appuie	12,57	1,95	Vérifiée
	Travée	8,04	1,95	Vérifiée

VII.3.1.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{T_{\max}}{bd} \leq \min\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right]; \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Tableau VII.19: Vérification au cisaillement

	P.P adhéré au voile	P.P sans voile	P.S adhéré au voile	P.S sans voile
T_{max} (KN)	283,964	157,754	299,848	76,209
τ_{max} (MPa)	2,00	1,11	2,11	0,53
τ_u (MPa)	4	4	4	4
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.3.1.3. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

Tableau VII.20: récapitulatif du calcul de la flèche.

Poutre	Longueur (m)	M_{ser} (KN.m)	A_s^{adp} (cm²)	A'_s^{adp} (cm²)	I₀ (mm⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	f̄ (mm)
P.P adhéré au voile	3	35,83	20,61	12,57	46735562300	0,214	0,640	0,426	6
P.P sans voile	5	49,70	14,20	8,04	4008957300	1,342	3,373	2,031	10
P.S adhéré au voile	3.5	23,18	20,61	20,61	5161992300	0,120	0,444	0,324	7
P.S sans voile	5	17,92	12,57	8,04	3909934800	0,122	0,757	0,635	10

Donc la flèche est vérifiée pour toutes les poutres.

POUTRE PRINCIPALE AVEC VOILE

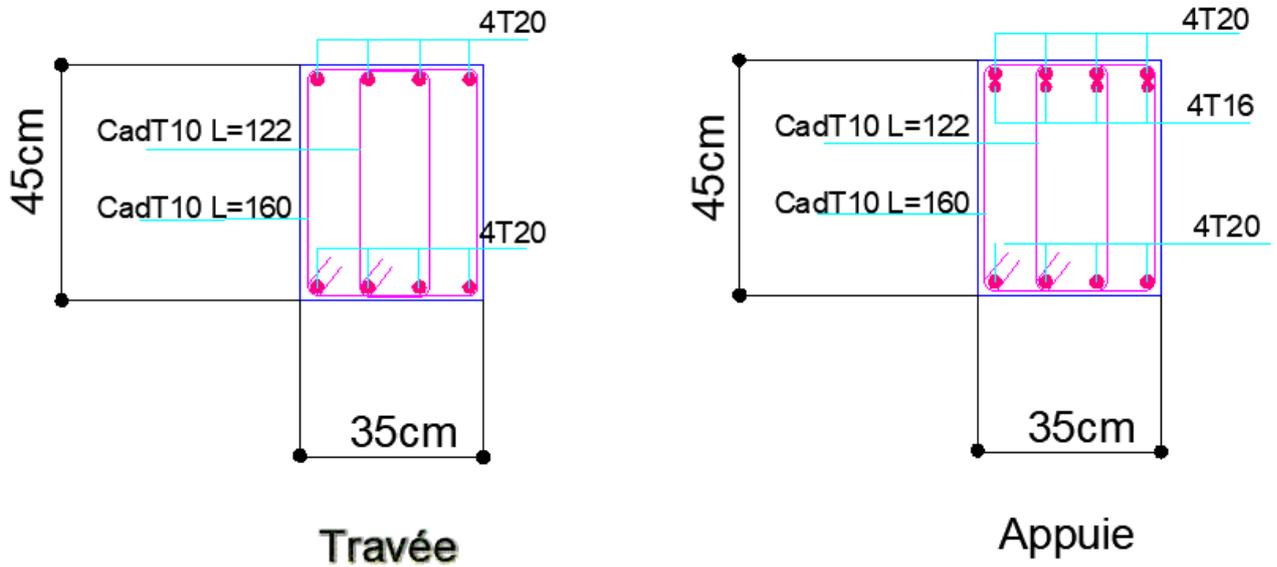


Figure VII.5: Schéma de ferrailage De la poutre principale avec voile.

POUTRE PRINCIPALE SANS VOILE

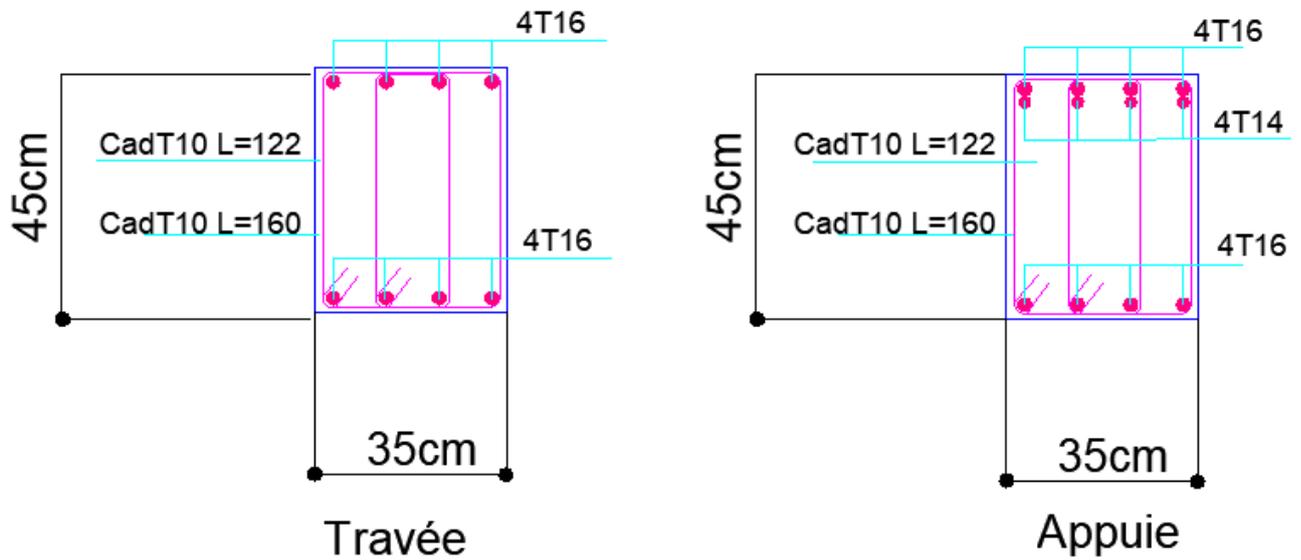


Figure VII.6: Schéma de ferrailage De la poutre principale sans voile

POUTRE SECONDAIRE AVEC VOILE

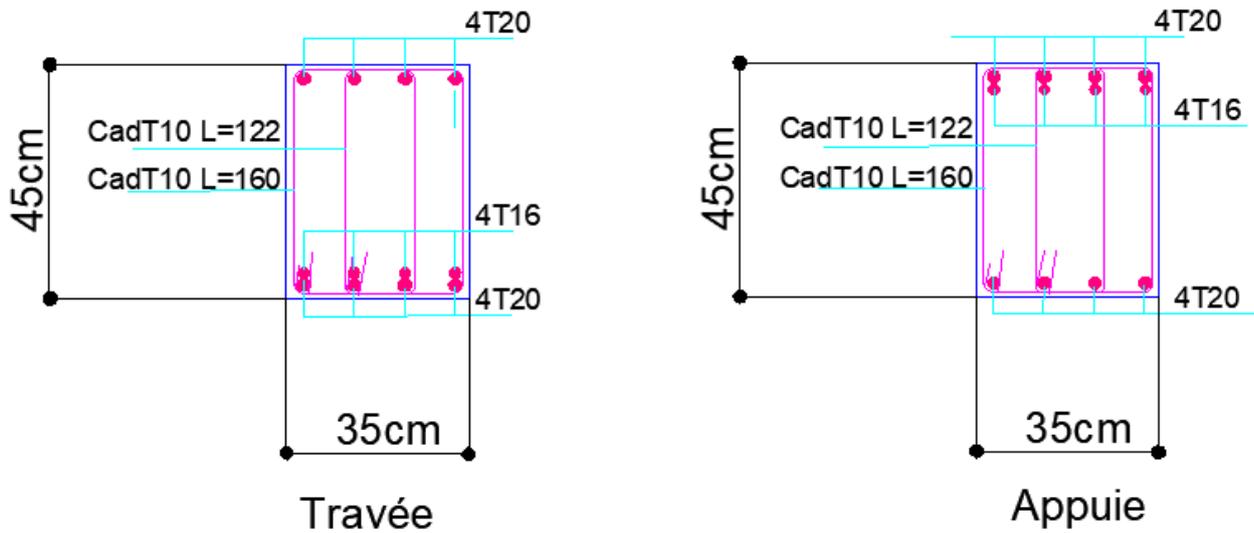


Figure VII.7: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire avec voile

POUTRE SECONDAIRE SANS VOILE

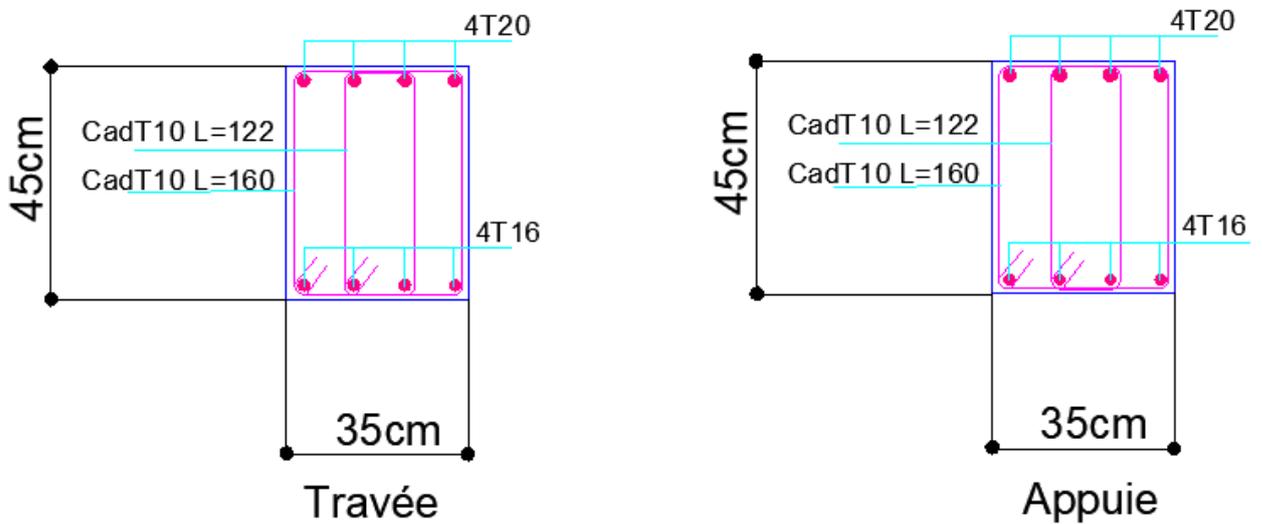


Figure VII.8: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire sans voile

VII.4. Ferrailage des voiles :

VII.4.1. Règles à suivre :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII.4.1.1. Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).

- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VII.4.1.2. Armature horizontale :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

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

VII.4.2. Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

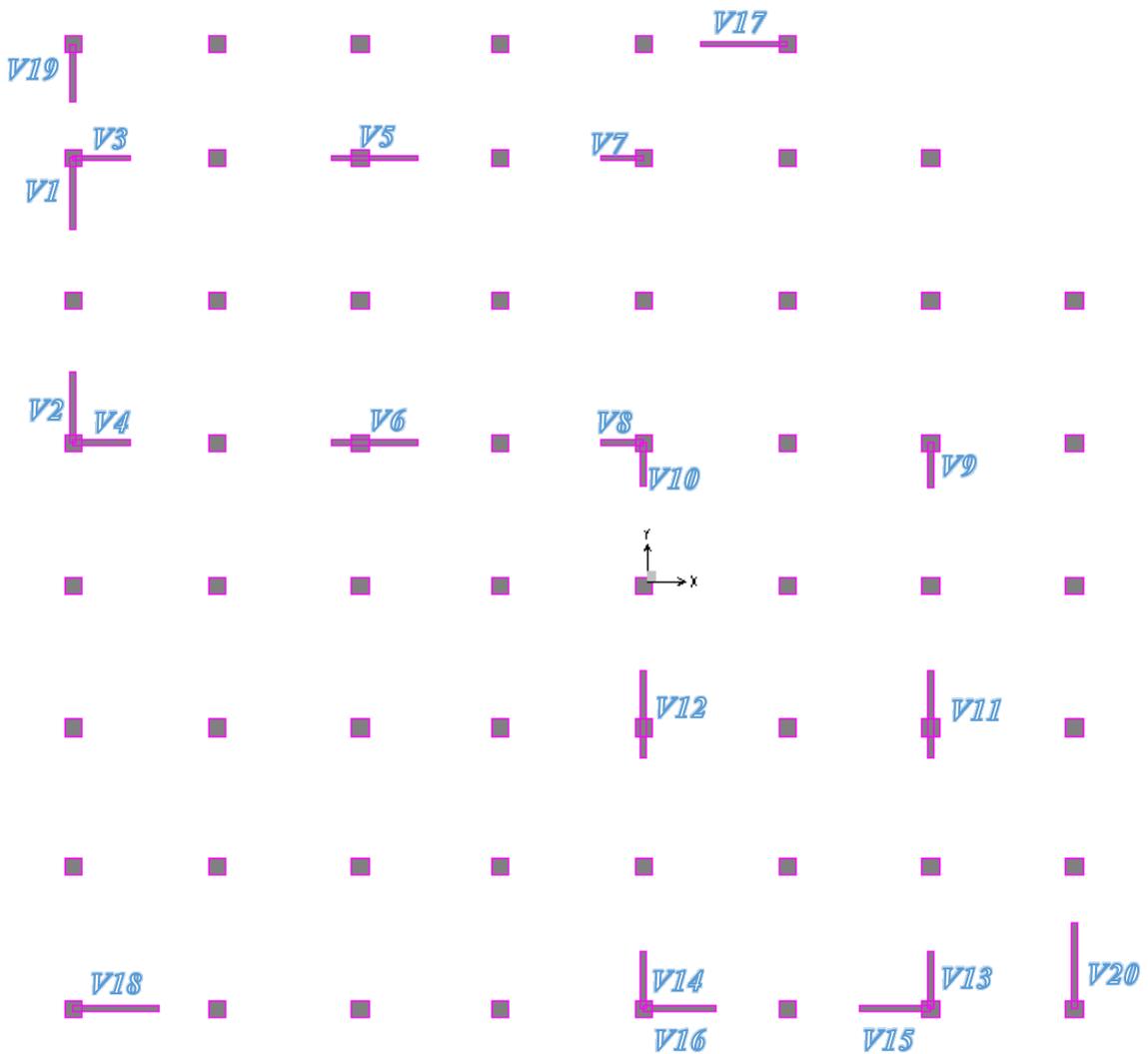


Figure VII.9 : disposition des voiles avec numérotation.

VII.4.3. Ferrailage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

Zone I : S.Sol, RDC, 1^{ère} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème}, 6^{ème} étage.

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème} étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, **(3.4. RPA99v2003)**.

Afin de prendre cette hypothèse en considération on doit majorée les combinaisons sismiques par un coefficient obtenue de rapport $\frac{V_{total}}{V_{voiles}}$

V_{total} = effort tranchant total.

V_{voiles} = effort tranchant repris par les voiles.

- Sens X-X

Tableau VII.21: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (X-X)

Niveaux	Charges reprises (KN)			Pourcentages repris (%)		Majoration
	Portiques	Voiles	Total	Voiles	Portiques	
RDC	2403,2	6126,33	8529,53	71,82	28,18	1,39
2 ^{ème} étage	2350,6	4631,36	6981,96	66,33	33,67	1,50
5 ^{ème} étage	2197,4	3328,5	5525,9	60,23	39,77	1,66
7 ^{ème} étage	1219	2010	3229	62,25	37,75	1,60

Sens Y-Y

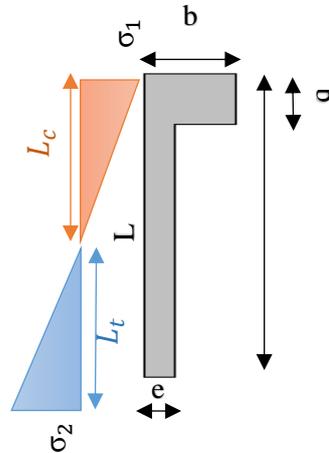
Tableau VII.22: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (Y-Y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Majoration
	Portiques	Voiles	Total	Voiles	Portiques	
RDC	2211,26	6317,9	8529,16	74,07	25,93	1,35
2 ^{ème} étage	2375,2	4471,6	6846,8	65,31	34,69	1,53
5 ^{ème} étage	1724,8	3250,4	4975,2	65,33	34,67	1,53
7 ^{ème} étage	1230	2100,5	3330,5	63,07	36,93	1,58

VII.4.3.1. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 3,1m$, $e = 0,20m$, $b = 60$) du RDC

(Zone I) :



○ **Détermination des sollicitations (situation accidentelle) :**

$$M = 8515,5687KN.m$$

$$N = 2348,217 KN$$

○ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,1 m$$

$$e = 0,2 m$$

$$\Omega = (L - b)e + (b \times b) = (3,1 - 0,6) \times 0,2 + (0,6 \times 0,6) = 0,86 m^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1} + \Omega_2 \cdot Y_{g2}}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{(0,6 \times 0,6 \times 2,8) + (0,2 \times 2,5 \times 1,25)}{(0,6 \times 0,6) + (0,2 \times 2,5)} = 1,90m$$

$$Y_{max} = 1,90m$$

$$I = I_1 + I_2 = \left(\frac{b \times b^3}{12} + \Omega_1 \times (Y_{g1} - Y_g)^2 \right) + \left(\frac{e \times (L - b)^3}{12} + \Omega_2 \times (Y_{g2} - Y_g)^2 \right)$$

$$I = \left(\frac{0,6 \times 0,6^3}{12} + (0,6 \times 0,6) \times (2,8 - 1,9)^2 \right) + \left(\frac{0,2 \times (3,1 - 0,6)^3}{12} + (2,5 \times 0,2) \times (1,25 - 1,9)^2 \right)$$

$$I = 0,774m^4$$

○ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{2348,21}{0,86} + \frac{8515,56 \times 1,90}{0,774}$$

$$\sigma_1 = 23742,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{2348,21}{0,86} - \frac{8515,56 \times 1,90}{0,774}$$

$$\sigma_2 = -18281,96 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,1 \left(\frac{23742,93}{18281,96 + 23742,93} \right) = 1,75 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 23742,93 \times 1,75 \times 0,20 = 4158,38 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{4158,38 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 83,17 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 1,75 = 7 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{ZC} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 3,10 = 6,2 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(83,17 ; 7) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 83,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{83,17 \times 3,1}{1,75}$$

$$A_s = 147,32 \text{ cm}^2$$

○ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{906,39}{500}$$

$$A_{vj} = 19,94 \text{ cm}^2$$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

○ **Choix de barres vertical : 48T20**

○ **Choix de barres couture : 48T10**

$$A_{adopté} = 150,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{vjadopté} = 37,92 \text{ cm}^2$$

VII.4.3.1.1. Vérification du contrainte admissible :

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = 18281,96 \text{ KN/m}^2 = 18,281 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 18,281 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 35}{1,15} = 25,87 \text{ MPa}$$

VII.4.3.2. Ferrailage vertical des voiles (RDC,1^{er} étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.23: résultats détaillés du ferrailage vertical RDC VI

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	Cm ²	T20	Cm ²
RDC V1	2348,22	8515,569	3,10	0,86	0,77	1,90	23 742,93	-18 281,96	1,75	4 158,38	83,17	147,21	47,00	19,94
RDC V2	2737,23	7312,265	3,10	0,86	0,77	1,90	21 226,08	-14 860,42	1,82	3 870,41	77,41	131,60	42,00	23,89
RDC V3	2898	5273,834	2,60	0,76	0,46	1,62	22 386,23	-14 759,91	1,57	3 507,69	70,15	116,41	38,00	15,29
RDC V4	2346,73	5844,601	2,60	0,76	0,46	1,62	23 670,96	-17 495,36	1,50	3 538,86	70,78	123,09	40,00	20,98
RDC V5	3148,09	8261,736	3,00	0,84	0,50	1,65	31 011,45	-23 516,00	1,71	5 291,15	105,82	186,07	60,00	19,05
RDC V6	3985,21	8129,664	3,00	0,84	0,50	1,65	31 572,18	-22 083,60	1,77	5 573,32	111,47	189,43	61,00	20,32
RDC V7	3114,22	2208,67	2,10	0,66	0,25	1,32	16 380,29	-6 943,26	1,47	2 415,84	48,32	68,80	22,00	7,04
RDC V8	3421,52	1359,511	2,10	0,66	0,25	1,32	12 362,33	-1 994,10	1,81	2 235,49	44,71	51,92	17,00	9,66
RDC V9	3349,46	4569,391	2,10	0,66	0,25	1,32	29 201,33	-19 051,44	1,27	3 711,10	74,22	122,65	40,00	10,86
RDC V10	3403,16	3721,178	2,10	0,66	0,25	1,32	24 804,13	-14 491,51	1,33	3 287,93	65,76	104,18	34,00	11,43
RDC V11	3066,92	8369,104	3,00	0,84	0,50	1,65	31 269,14	-23 966,95	1,70	5 310,44	106,21	187,61	60,00	19,60
RDC V12	3939,44	8543,526	3,00	0,84	0,50	1,65	32 883,45	-23 503,82	1,75	5 753,01	115,06	197,30	63,00	23,89
RDC V13	2713,98	4235,898	2,60	0,76	0,46	1,62	18 488,76	-11 346,70	1,61	2 978,90	59,58	96,14	31,00	13,44
RDC V14	2489,47	4573,12	2,60	0,76	0,46	1,62	19 380,95	-12 829,72	1,56	3 031,96	60,64	100,78	33,00	17,09
RDC V15	2279,49	7266,2	3,10	0,86	0,77	1,90	20 580,14	-15 279,01	1,78	3 661,49	73,23	127,60	41,00	22,28
RDC V16	2783,24	8587,72	3,10	0,86	0,77	1,90	24 426,79	-17 954,14	1,79	4 364,40	87,29	151,45	49,00	20,27
RDC V17	652,782	9849,33	3,60	0,96	1,20	2,40	20 378,64	-19 018,67	1,86	3 794,78	75,90	146,73	47,00	58,16
RDC V18	319,177	7160,28	3,60	0,96	1,20	2,40	14 653,03	-13 988,08	1,84	2 698,78	53,98	105,50	34,00	40,03
RDC V19	711,253	5021,25	2,60	0,76	0,47	1,35	15 358,60	-13 486,88	1,38	2 126,17	42,52	79,86	26,00	27,43
RDC V20	616,97	9442	3,60	0,96	1,20	2,40	19 526,68	-18 241,32	1,86	3 634,42	72,69	140,59	45,00	53,28

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC) :**

Tableau VII.24: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2,	48T20	48T10	20	10
V3, V4	40T20	40T12	20	10
V5, V6	40T25	40T10	20	10
V7, V8	22T20	22T10	30	15
V9, V10	40T20	40T10	15	10
V11, V12	42T25	42T10	20	10
V13, V14	34T20	34T10	20	10
V15, V16	50T20	50T10	20	10
V17	48T20	48T14	20	10
V18	34T20	34T14	30	15
V19	26T20	26T12	30	15
V20	46T20	46T14	30	15

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.25: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
RDC V1	-18,28	25,87	147,21	12,9	Vérifiée
RDC V2	-14,86	25,87	131,60	12,9	Vérifiée
RDC V3	-14,76	25,87	116,41	11,4	Vérifiée
RDC V4	-17,50	25,87	123,09	11,4	Vérifiée
RDC V5	-23,52	25,87	186,07	12,6	Vérifiée
RDC V6	-22,08	25,87	189,43	12,6	Vérifiée
RDC V7	-6,94	25,87	68,80	9,9	Vérifiée
RDC V8	-1,99	25,87	51,92	9,9	Vérifiée
RDC V9	-19,05	25,87	122,65	9,9	Vérifiée
RDC V10	-14,49	25,87	104,18	9,9	Vérifiée
RDC V11	-23,97	25,87	187,61	12,6	Vérifiée
RDC V12	-23,50	25,87	197,30	12,6	Vérifiée
RDC V13	-11,35	25,87	96,14	11,4	Vérifiée
RDC V14	-12,83	25,87	100,78	11,4	Vérifiée
RDC V15	-15,28	25,87	127,60	12,9	Vérifiée
RDC V16	-17,95	25,87	151,45	12,9	Vérifiée
RDC V17	-19,02	25,87	146,73	14,4	Vérifiée
RDC V18	-13,99	25,87	105,50	14,4	Vérifiée
RDC V19	-13,49	25,87	79,86	11,4	Vérifiée
RDC V20	-18,24	25,87	140,59	14,4	Vérifiée

VII.4.3.3. Ferrailage vertical des voiles (2ème,3ème,4ème étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.26: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	cm ²	T16	Cm ²
2ème V1	1480,35	4691,99	3,10	0,86	0,77	1,90	13 298,97	-9 856,29	1,78	2 367,82	47,36	82,45	42,00	22,46
2ème V2	1070,08	3650,46	3,10	0,86	0,77	1,90	10 251,92	-7 763,36	1,76	1 808,55	36,17	63,56	32,00	23,52
2ème V3	1390,44	2786,77	2,60	0,76	0,46	1,62	11 643,79	-7 984,74	1,54	1 795,87	35,92	60,55	31,00	30,58
2ème V4	1544,77	3178,09	2,60	0,76	0,46	1,62	13 224,97	-9 159,80	1,54	2 031,47	40,63	68,77	35,00	14,80
2ème V5	2232	4331,94	3,00	0,84	0,50	1,65	16 952,54	-11 638,26	1,78	3 015,54	60,31	101,72	51,00	22,79
2ème V6	2997,77	4235,63	3,00	0,84	0,50	1,65	17 546,36	-10 408,82	1,88	3 303,95	66,08	105,28	53,00	21,97
2ème V7	2347,09	1427,49	2,10	0,66	0,25	1,32	11 093,36	-3 980,98	1,55	1 714,38	34,29	46,59	24,00	10,66
2ème V8	1772,81	-2220,6	2,10	0,66	0,25	1,32	14 410,74	-9 038,58	1,29	1 859,78	37,20	60,53	31,00	11,87
2ème V9	2492,74	2739,8	2,10	0,66	0,25	1,32	18 243,03	-10 689,27	1,32	2 415,63	48,31	76,62	39,00	23,53
2ème V10	2319,75	2264,06	2,10	0,66	0,25	1,32	15 469,01	-8 439,46	1,36	2 101,81	42,04	64,97	33,00	11,88
2ème V11	2157,16	4368,34	3,00	0,84	0,50	1,65	16 983,59	-11 847,48	1,77	3 001,37	60,03	101,90	51,00	23,12
2ème V12	3019,93	4220,35	3,00	0,84	0,50	1,65	17 522,30	-10 331,99	1,89	3 306,83	66,14	105,13	53,00	21,88
2ème V13	1395,85	2070,04	2,60	0,76	0,46	1,62	9 126,78	-5 453,48	1,63	1 485,40	29,71	47,46	24,00	16,87
2ème V14	1655,87	2083,11	2,60	0,76	0,46	1,62	9 514,94	-5 157,39	1,69	1 604,30	32,09	49,48	25,00	14,82
2ème V15	1417,38	3839,2	3,10	0,86	0,77	1,90	11 121,59	-7 825,35	1,82	2 023,75	40,47	68,95	35,00	21,76
2ème V16	1714,93	4952	3,10	0,86	0,77	1,90	14 213,23	-10 225,02	1,80	2 562,58	51,25	88,12	44,00	22,42

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (2ème,3ème,4ème étage):**

Tableau VII.27 : choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2,	48T16	48T10	20	10
V3, V4	36T16	36T12	20	10
V5, V6	54T16	54T10	15	10
V7, V8	32T16	32T12	20	10
V9, V10	40T16	40T10	20	10
V11, V12	54T16	54T10	15	10
V13, V14	26T16	26T10	20	10
V15, V16	44T16	44T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.28 : vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
2ÉME V1	-9,86	25,87	82,45	12,9	Vérifiée
2ÉME V2	-7,76	25,87	63,56	12,9	Vérifiée
2ÉME V3	-7,98	25,87	60,55	11,4	Vérifiée
2ÉME V4	-9,16	25,87	68,77	11,4	Vérifiée
2ÉME V5	-11,64	25,87	101,72	12,6	Vérifiée
2ÉME V6	-10,41	25,87	105,28	12,6	Vérifiée
2ÉME V7	-3,98	25,87	46,59	9,9	Vérifiée
2ÉME V8	-9,04	25,87	60,53	9,9	Vérifiée
2ÉME V9	-10,69	25,87	76,62	9,9	Vérifiée
2ÉME V10	-8,44	25,87	64,97	9,9	Vérifiée
2ÉME V11	-11,85	25,87	101,90	12,6	Vérifiée
2ÉME V12	-10,33	25,87	105,13	12,6	Vérifiée
2ÉME V13	-5,45	25,87	47,46	11,4	Vérifiée
2ÉME V14	-12,83	25,87	49,48	11,4	Vérifiée
2ÉME V15	-15,28	25,87	68,95	12,9	Vérifiée
2ÉME V16	-17,95	25,87	88,12	12,9	Vérifiée

VII.4.3.4. Ferrailage vertical des voiles (5ème,6ème étage) :

Tableau VII.29 : résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5ème

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	T12	Cm ²
5ème V1	1294,56	1672,54	3,10	0,86	0,77	1,90	5 632,34	-2 621,74	2,12	1 191,43	23,83	34,92	31,00	14,96
5ème V2	1607,42	1080,8	3,10	0,86	0,77	1,90	4 536,02	-797,82	2,64	1 195,83	23,92	28,12	25,00	15,51
5ème V3	1395,04	1201,12	2,60	0,76	0,46	1,62	6 065,62	-2 394,47	1,86	1 130,71	22,61	31,54	28,00	17,61
5ème V4	1229,83	1343,04	2,60	0,76	0,46	1,62	6 348,04	-3 111,66	1,74	1 107,58	22,15	33,01	30,00	15,96
5ème V5	1228,58	1929,9	3,00	0,84	0,50	1,65	7 831,28	-4 906,08	1,84	1 444,46	28,89	46,99	42,00	24,64
5ème V6	1663,31	1812,17	3,00	0,84	0,50	1,65	7 960,29	-4 000,04	2,00	1 589,41	31,79	47,76	43,00	23,73
5ème V7	1321,08	499,661	2,10	0,66	0,25	1,32	4 639,85	-636,57	1,85	856,82	17,14	19,49	18,00	11,51
5ème V8	1462,9	307,672	2,10	0,66	0,25	1,32	3 841,03	592,01	2,10	930,94	18,62	18,62	17,00	12,82
5ème V9	1377,26	1109,24	2,10	0,66	0,25	1,32	7 943,52	-3 770,02	1,42	1 131,25	22,62	33,36	30,00	7,94
5ème V10	1434,35	1061,88	2,10	0,66	0,25	1,32	7 779,95	-3 433,45	1,46	1 133,54	22,67	32,68	29,00	9,84
5ème V11	1160,15	1522,74	3,00	0,84	0,50	1,65	6 406,15	-3 643,90	1,91	1 225,03	24,50	38,44	35,00	15,73
5ème V12	1681,48	1392,83	3,00	0,84	0,50	1,65	6 598,09	-2 594,58	2,15	1 420,75	28,41	39,59	36,00	14,97
5ème V13	1300,11	652,019	2,60	0,76	0,46	1,62	4 006,91	-585,57	2,27	908,96	18,18	20,84	19,00	13,66
5ème V14	1207,87	659,682	2,60	0,76	0,46	1,62	3 912,53	-733,93	2,19	856,58	17,13	20,35	19,00	9,41
5ème V15	1392,17	1326,6	3,10	0,86	0,77	1,90	4 892,26	-1 654,67	2,32	1 133,30	22,67	30,33	27,00	23,50
5ème V16	1724,37	1870,3	3,10	0,86	0,77	1,90	6 620,21	-2 610,05	2,22	1 471,94	29,44	41,05	37,00	24,24

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (5ème, 6ème étage):**

Tableau VII.30: choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2 ,	48T12	48T10	20	10
V3, V4	30T12	30T10	30	15
V5, V6	44T12	44T10	20	10
V7, V8	18T12	18T12	30	15
V9, V10	30T12	30T12	30	15
V11, V12	36T12	36T10	30	15
V13, V14	20T12	20T12	30	15
V15, V16	38T12	38T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.31: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
5ÉME V1	-2,62	25,87	34,92	12,9	Vérifiée
5ÉME V2	-0,80	25,87	28,12	12,9	Vérifiée
5ÉME V3	-2,39	25,87	31,54	11,4	Vérifiée
5ÉME V4	-3,11	25,87	33,01	11,4	Vérifiée
5ÉME V5	-4,91	25,87	46,99	12,6	Vérifiée
5ÉME V6	-4,00	25,87	47,76	12,6	Vérifiée
5ÉME V7	-0,64	25,87	19,49	9,9	Vérifiée
5ÉME V8	0,59	25,87	18,62	9,9	Vérifiée
5ÉME V9	-3,77	25,87	33,36	9,9	Vérifiée
5ÉME V10	-3,43	25,87	32,68	9,9	Vérifiée
5ÉME V11	-3,64	25,87	38,44	12,6	Vérifiée
5ÉME V12	-2,59	25,87	39,59	12,6	Vérifiée
5ÉME V13	-0,59	25,87	20,84	11,4	Vérifiée
5ÉME V14	-0,73	25,87	20,35	11,4	Vérifiée
5ÉME V15	-1,65	25,87	30,33	12,9	Vérifiée
5ÉME V16	-2,61	25,87	41,05	12,9	Vérifiée

VII.4.3.5. Ferrailage vertical des voiles (7^{ème}, 8^{ème} étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.32: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7^{ème} étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	HA10	Cm ²
7 ^{ème} V1	880,618	1029,49	3,10	0,86	0,77	1,90	3 564,28	-1 516,33	2,17	775,16	15,50	22,10	28,00	14,96
7 ^{ème} V2	1096,65	745,293	3,10	0,86	0,77	1,90	3 114,21	-563,86	2,62	817,41	16,35	19,31	25,00	15,51
7 ^{ème} V3	1126,58	703,642	2,60	0,76	0,46	1,62	3 960,38	-995,71	2,08	822,83	16,46	20,59	27,00	17,61
7 ^{ème} V4	801,222	742,413	2,60	0,76	0,46	1,62	3 668,82	-1 560,34	1,82	669,26	13,39	19,08	25,00	15,96
7 ^{ème} V5	558,196	1408,22	3,00	0,84	0,50	1,65	5 311,64	-3 982,61	1,71	910,68	18,21	31,87	41,00	24,64
7 ^{ème} V6	722,425	1243,94	3,00	0,84	0,50	1,65	4 965,04	-3 244,98	1,81	900,79	18,02	29,79	38,00	23,73
7 ^{ème} V7	599,717	234,345	2,10	0,66	0,25	1,32	2 146,00	-328,68	1,82	390,81	7,82	9,01	12,00	11,51
7 ^{ème} V8	842,852	154,596	2,10	0,66	0,25	1,32	2 093,32	460,78	2,10	536,36	10,73	10,73	14,00	12,82
7 ^{ème} V9	655,683	563,689	2,10	0,66	0,25	1,32	3 969,74	-1 982,82	1,40	555,95	11,12	16,67	22,00	7,94
7 ^{ème} V10	835,182	503,648	2,10	0,66	0,25	1,32	3 924,69	-1 393,84	1,55	608,19	12,16	16,48	21,00	9,84
7 ^{ème} V11	543,172	1190,08	3,00	0,84	0,50	1,65	4 573,91	-3 280,64	1,75	799,05	15,98	27,44	35,00	15,73
7 ^{ème} V12	741,944	1056,17	3,00	0,84	0,50	1,65	4 368,62	-2 602,09	1,88	821,36	16,43	26,21	34,00	14,97
7 ^{ème} V13	1182,88	467,012	2,60	0,76	0,46	1,62	3 201,12	-88,27	2,53	809,96	16,20	16,65	22,00	13,66
7 ^{ème} V14	777,95	516,159	2,60	0,76	0,46	1,62	2 841,40	-794,16	2,03	577,39	11,55	14,78	19,00	9,41
7 ^{ème} V15	913,539	761,23	3,10	0,86	0,77	1,90	2 940,62	-816,12	2,43	713,56	14,27	18,23	24,00	23,50
7 ^{ème} V16	1132,42	918,13	3,10	0,86	0,77	1,90	3 582,28	-948,76	2,45	877,98	17,56	22,21	29,00	24,24

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (7ème,8ème étage):**

Tableau VII.33: choix du ferrailage vertical des voiles du 7ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1, V2	48T10	48T10	20	10
V3, V4	28T12	28T10	20	10
V5, V6	42T12	42T10	20	10
V7, V8	14T12	14T10	30	15
V9, V10	22T12	22T10	30	15
V11, V12	36T12	36T10	20	10
V13, V14	22T12	22T10	30	15
V15, V16	30T12	30T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.34: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
7ÉME V1	-1,52	25,87	22,10	12,9	Vérifiée
7ÉME V2	-0,56	25,87	19,31	12,9	Vérifiée
7ÉME V3	-1,00	25,87	20,59	11,4	Vérifiée
7ÉME V4	-1,56	25,87	19,08	11,4	Vérifiée
7ÉME V5	-3,98	25,87	31,87	12,6	Vérifiée
7ÉME V6	-3,24	25,87	29,79	12,6	Vérifiée
7ÉME V7	-0,33	25,87	9,01	9,9	Non Vérifiée
7ÉME V8	0,46	25,87	10,73	9,9	Vérifiée
7ÉME V9	-1,98	25,87	16,67	9,9	Vérifiée
7ÉME V10	-1,39	25,87	16,48	9,9	Vérifiée
7ÉME V11	-3,28	25,87	27,44	12,6	Vérifiée
7ÉME V12	-2,60	25,87	26,21	12,6	Vérifiée
7ÉME V13	-0,09	25,87	16,65	11,4	Vérifiée
7ÉME V14	-0,79	25,87	14,78	11,4	Vérifiée
7ÉME V15	-0,82	25,87	18,23	12,9	Vérifiée
7ÉME V16	-0,95	25,87	22,21	12,9	Vérifiée

○ **Remarque :**

La section totale du voile (7ème V7) est inférieure à la section minimale demandée. le ferrailage adoptées est celui qui est obtenue lors du calcul des armatures de couture :

$$A_{vj} = 11,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,9 \text{ cm}^2$$

VII.4.4. Ferrailage horizontal :

VII.4.4.1. Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 h$

D'après l'article (**7.7.2 des RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

VII.4.4.2. Exemple d'application :

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 3,1m$, $e = 0,20m$) du RDC (**Zone I**) :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{906,39}{0,2 \times (0,9 \times (4 - 0,45))} = 1985,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

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

- Dans notre cas $k = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$: En flexion composée avec N effort de traction, Donc :

$$k = \frac{1-10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = \frac{1-10 \times 23742,93}{35 \times 1000} = -0,78$$

D'après l'article (**7.7.4.3 des RPA99/Version2003**) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1(1,98 - 0,3 \times 2,7 \times (-0,78)) \times 200 \times 100}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 1,16 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales minimales ($A_{t\ min}$)**

$$\tau_u = 7 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,875 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

$$A_{t\ min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(1,16 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 1,16 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10 Par fil

Pour les résultants des ferrillages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.35 : résultats détaillés du ferrillage vertical des voiles

<i>voile</i>	<i>L</i> (m)	<i>T</i> (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	<i>S_t</i> (m)	<i>K</i>	<i>A_t</i> (cm ²)	<i>A_{t min}</i> (cm ²)	<i>Choix des barre :</i>
V1	3,1	906,39	1,9858	7	oui	0.1	-0,78	1,163	0,5	2T10
V2	3,1	1085,873	2,3791	7	oui	0.1	-0,91	1,385	0,5	2T10
V3	2,6	695,087	1,5229	7	oui	0.1	-1,09	1,069	0,5	2T10
V4	2,6	953,48	2,0890	7	oui	0.1	-0,88	1,246	0,5	2T10
V5	3,0	865,958	1,8972	7	oui	0.1	-1,07	1,229	0,5	2T10
V6	3,0	923,734	2,0238	7	oui	0.1	-1,36	1,387	0,5	2T10
V7	2,1	320,106	0,7013	7	oui	0.1	-1,35	0,797	0,5	2T10
V8	2,1	439,225	0,9623	7	oui	0.1	-1,48	0,961	0,5	2T10
V9	2,1	493,585	1,0814	7	oui	0.1	-1,45	1,003	0,5	2T10
V10	2,1	519,716	1,1387	7	oui	0.1	-1,47	1,036	0,5	2T10
V11	3,0	890,829	1,9517	7	oui	0.1	-1,04	1,243	0,5	2T10
V12	3,0	1085,693	2,3787	7	oui	0.1	-1,34	1,540	0,5	2T10
V13	2,6	610,879	1,3384	7	oui	0.1	-1,02	0,962	0,5	2T10
V14	2,6	776,913	1,7022	7	oui	0.1	-0,94	1,093	0,5	2T10
V15	3,1	1012,908	2,2192	7	oui	0.1	-0,76	1,259	0,5	2T10
V16	3,1	921,164	2,0182	7	oui	0.1	-0,92	1,230	0,5	2T10
V17	3,6	2643,427	5,7915	7	oui	0.1	-0,19	2,644	0,5	2T14
V18	3,6	1819,585	3,9866	7	oui	0.1	-0,09	1,806	0,5	2T12
V19	2,6	1246,772	2,7316	7	oui	0.1	-0,27	1,310	0,5	2T12
V20	3,6	2421,742	5,3059	7	oui	0.1	-0,18	2,424	0,5	2T14

RDC 1er étage V1

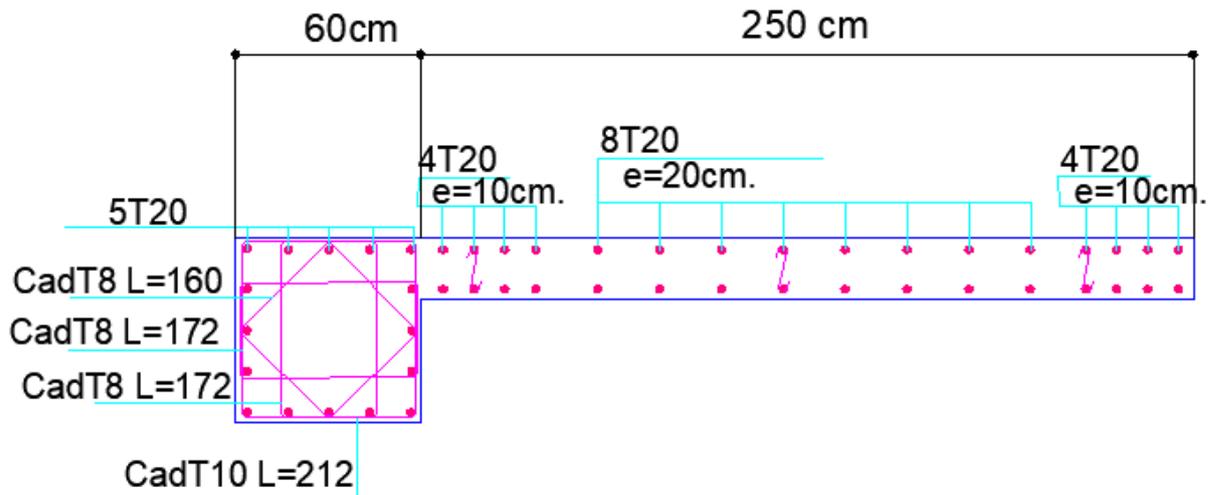


Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du voile RDC V1.

2éme,3éme,4éme V1

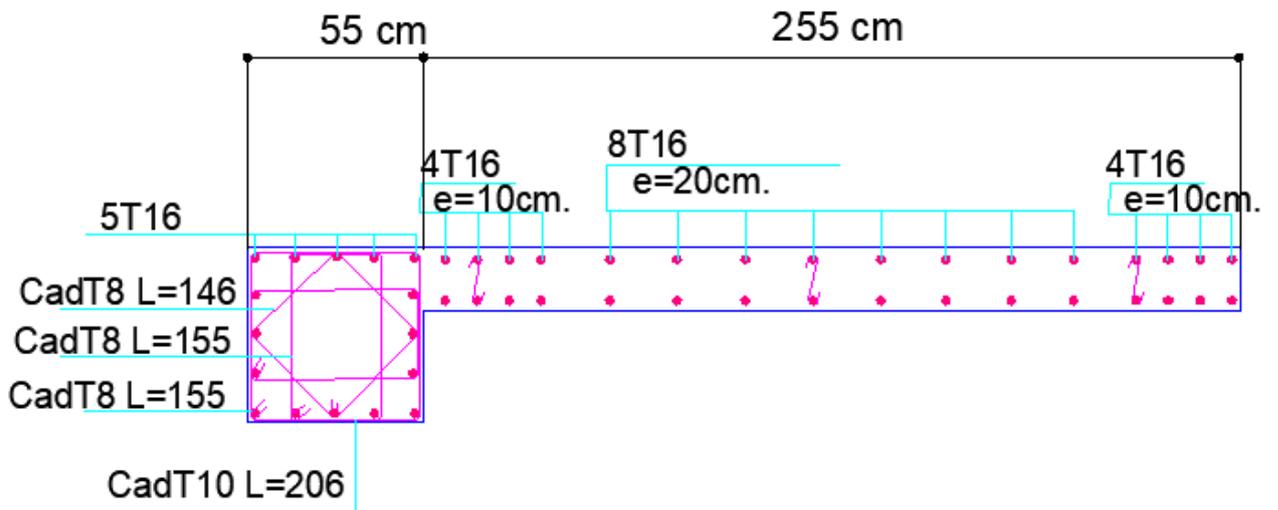


Figure VII.11 : Schéma de ferrailage du voile 2éme étage V1.

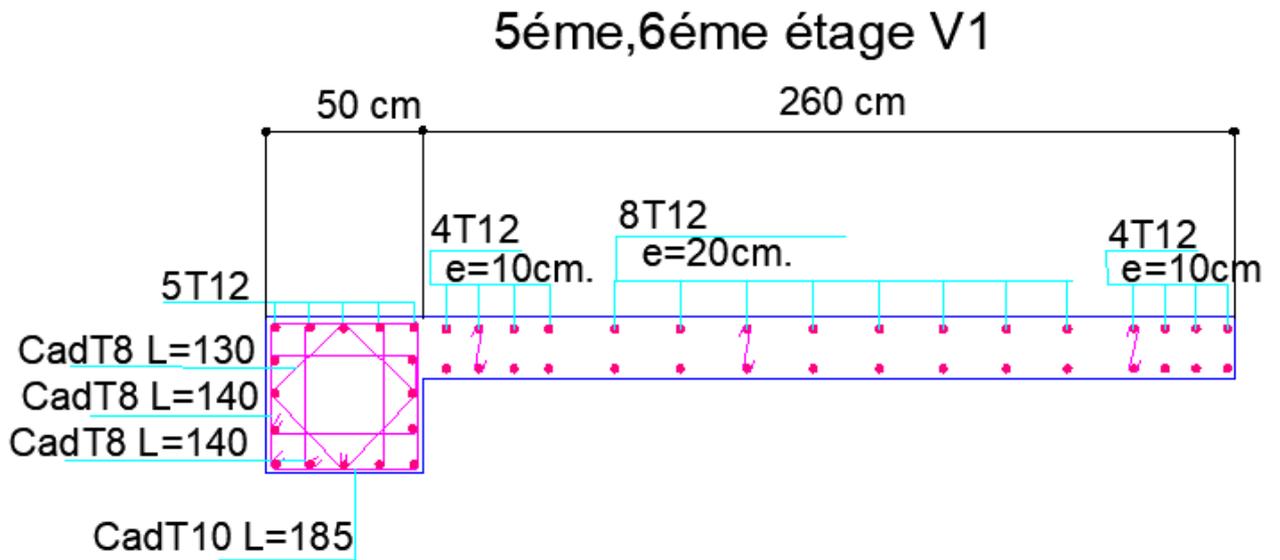


Figure VII.12 : Schéma de ferrailage du voile 5ème étage V1.

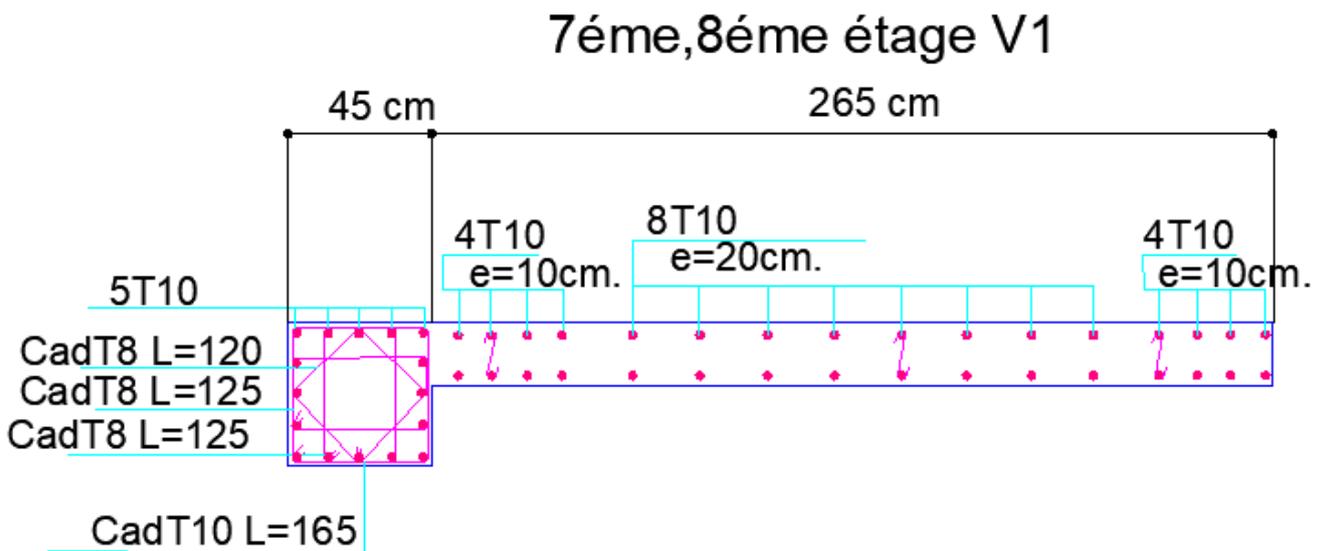


Figure VII.13 : Schéma de ferrailage du voile 7ème étage V1.

VII. Ferrailage des éléments structuraux.

VII.1. Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages.

Il s'effectuera selon les règles CBA.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

VII.2. Ferrailages des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15$
 $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$
 $\gamma_b = 1,15$

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

- 1^{er} cas : N_{max} et M correspondant
- 2^{ème} cas : N_{min} et M correspondant
- 3^{ème} cas : M_{max} et N correspondant

VII.2.1. Combinaison des charges :

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

- **Selon CBA.93**

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

- **Selon RPA 99 (situation accidentelle)**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VII.2.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

VII.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Leur pourcentage minimal est de :
 - 0,9% (*zone III*)
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 50 Φ (*zone III*)
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm (*zone III*)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (*zone critiques*).

VII.2.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot T}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- T : effort tranchant de calcul
- h : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
 - $\rho = 2,5$ Si l'élancement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5
 - $\rho = 3,75$ Dans le cas contraire.

- S_t : espacement des armatures transversales.
 - **Zone nodale** : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ (zone III)
 - **Zone courante** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right)$

Avec ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

VII.2.3. Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000V14 2014 :

VII.2.3.1. Poteau plus sollicité :

- **Situation durable (ELU) :**

Tableau VII.1: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation durable)

Section	cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	78,908	-12,8992	-2834,435	-6,9634	-28,6511	-149,826	11,21
55 × 55	-482,224	24,3462	-2002,335	1,1895	-113,4289	-1184,353	71,197
50 × 50	-271,289	28,7167	-1129,993	0,47	-102,2416	-616,317	65,8
45 × 45	-69,92	50,739	-572,392	1,8662	-105,7491	-343,525	62,5

○ Situation accidentelle (G+Q±E)

Tableau VII.2: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle I(G+Q±E))

Section		cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
		N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	Traction	34,5	163,52	16,5	8,099	-319,18	-355,9	147,26
	Compression	-1,5	198,21	-2307,08	-201,23			
55 × 55		-59,52	86,48	-1691,34	-175,88	386,03	-416,30	-242,60
50 × 50		-55,60	94,14	-879,83	-46,14	324,83	-234,01	203,20
45 × 45		-19,55	67,37	-434,14	-74,38	280,51	-69,58	-166,75

○ Situation accidentelle (0,8G±E)

Tableau VII.3: Sollicitations de calcul (poteaux plus sollicité / situation accidentelle (0,8G±E))

Section		cas 1		cas 2		cas 3		T_{max} (KN)
		N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	
60 × 60	Traction	91,91	64,22	0,50	118,74	-316,91	-126,13	-146,32
	Compression	-3,74	110,34	-1600,72	-199,85			
55 × 55	Traction	94,96	68,69	1,48	120,44	381,95	-278,11	317,84
	Compression	-3,62	59,85	-1233,22	-172,66			
50 × 50	Traction	21,67	83,73	4,73	87,03	320,42	-157,67	196,50
	Compression	-3,02	12,66	-654,95	-104,73			
45 × 45		-5,50	61,80	-329,90	-73,68	-274,97	-54,17	-164,7

VII.2.4. Ferrailage

VII.2.4.1. Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

- **Poteau plus sollicité (Situation durable (ELU)) :**

Tableau VII.4: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation durable)

Section	cas 1	cas 2	cas 3	A_{smin} (cm ²)
	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	1,46	0	0	4,02408
55 × 55	0	0	0	3,34719
50 × 50	0	0	0	2,7324
45 × 45	1,99	0	2,16	2,17971

- **Situation accidentelle (G+Q±E)**

Tableau VII.5: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation accidentelle I(G+Q±E))

Section		cas 1	cas 2	cas 3	A_{smin} (cm ²)
		A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	Traction	6,19	0,46	8,13	4,02
	Compression	7,09	0		
55 × 55		2,75	0	11,86	3,34
50 × 50		3,5	0	12,6	2,73
45 × 45		3,06	0	13,83	2,179

○ **Situation accidentelle (0,8G±E)**

Tableau VII.6: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales

(Poteau plus sollicité / situation accidentelle(0,8G±E))

Section		cas 1	cas 2	cas 3	$A_{s_{min}}$ (cm ²)
		A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	
60 × 60	Traction	3,23	4,22	10,27	4,028
	Compression	3,88	0		
55 × 55	Traction	3,66	4,73	12,94	3,349
	Compression	2,28	0		
50 × 50	Traction	3,84	3,81	13,07	2,734
	Compression	0,51	0		
45 × 45		2,93	0,22	13,66	2,171

Remarque : Toute les sections ci-dessus sont donnée par rapport à une seule face, on doit les généraliser sur 4 faces.

Les tableaux suivants indiquent les diamètres adoptés :

Tableau VII.7: les diamètres adoptés (une seule nappe)

Poteaux	Sections adoptés (cm ²)	Diamètres adoptés	Sections réelles (cm ²)
60 × 60	13,83	4T20 +1T14	14,11
55 × 55	13,83	4T20 +1T14	14,11
50 × 50	13,83	4T20 +1T14	14,11
45 × 45	13,83	4T20 +1T14	14,11

Tableau VII.8: les diamètres adoptés (toute les nappes)

Poteaux	Diamètres adoptés	Sections réelles (cm ²)
60 × 60	12T20 +4T14	43,86
55 × 55	12T20 +4T14	43,86
50 × 50	12T20 +4T14	43,86
45 × 45	12T20 +4T14	43,86

VII.2.4.2. Armatures transversales :

○ **Zone nodale :**

Tableau VII.9: armatures transversales adoptées (Zone nodale)

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
$T (KN)$	147,26	317,84	203,2	166,75
$S_t(cm)$	10	10	10	10
h_1	3,55	2,65	2,65	2,65
f_e	500	500	500	500
$A_t (cm^2)$	0,290	0,600	0,383	0,315
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8

○ **Zone courante :**

Tableau VII.10: armatures transversales adoptées (Zone courante)

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
$T (KN)$	147,26	317,84	203,2	166,75
$S_t(cm)$	14	14	14	14
h_1	3,55	2,65	2,65	2,65
f_e	500	500	500	500
$A_t (cm^2)$	0,407	0,84	0,537	0,617
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8

VII.2.5. Vérifications :

VII.2.5.1. Conditions de non-fragilité :

Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec } f_e = 500 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau VII.11: Vérification de Conditions de non-fragilité

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
A réel	43,86	43,86	43,86	43,86
A min	4,024	3,347	2,73	2,179
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.5.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{T_{max}}{bd} \leq 0,075 \cdot f_{c28} \quad ; \lambda_g \text{ Est toujours supérieur à } 5$$

Tableau VII.12: Vérification au cisaillement.

Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
T _{max} (kN)	147,26	317,84	203,2	166,75
τ _{max} (MPa)	0,455	1,179	0,924	0,950
τ _u (MPa)	2,625	2,625	2,625	2,625
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

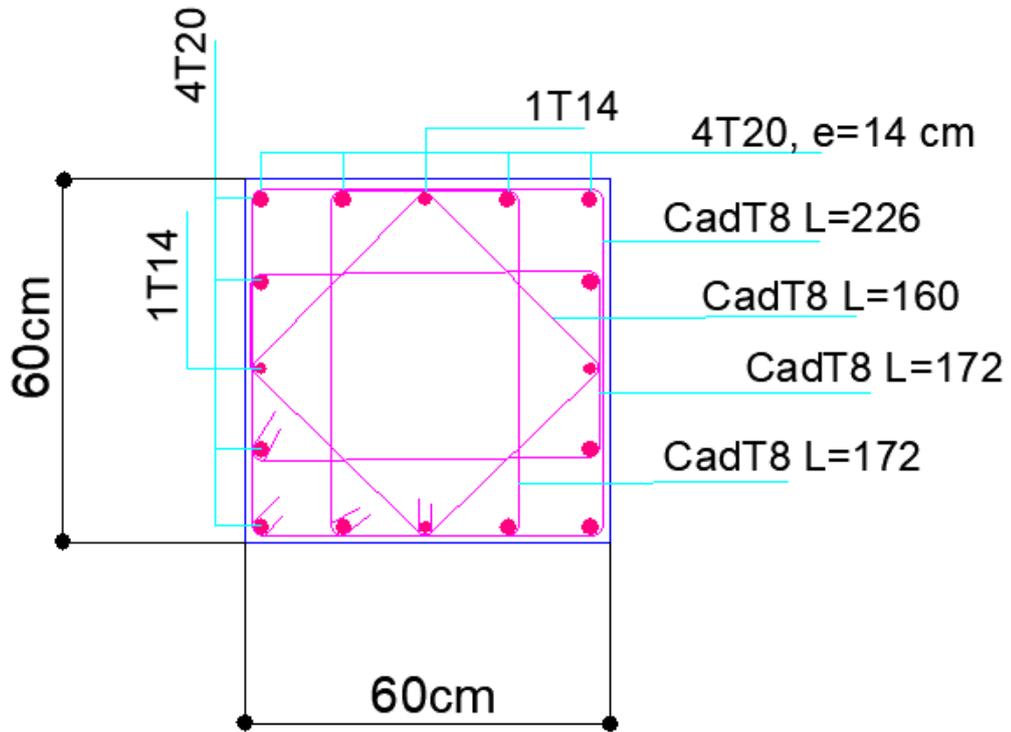


Figure VII.1: Schéma de ferrailage de poteau 60×60cm²

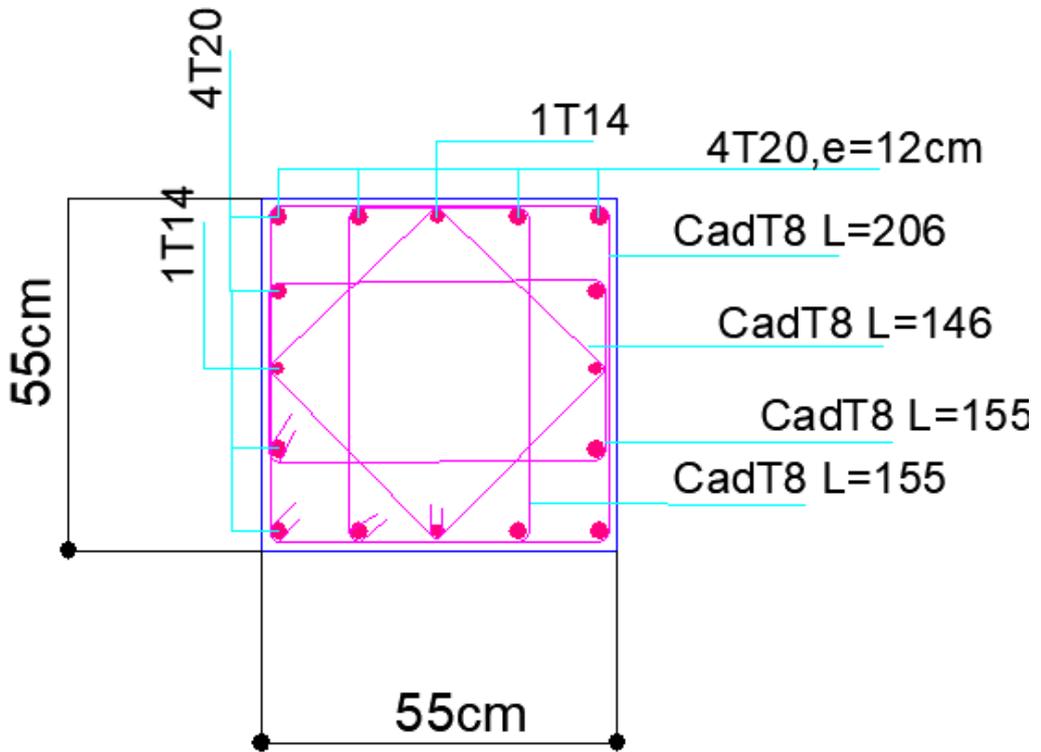


Figure VII.2: Schéma de ferrailage de poteau 55×55cm²

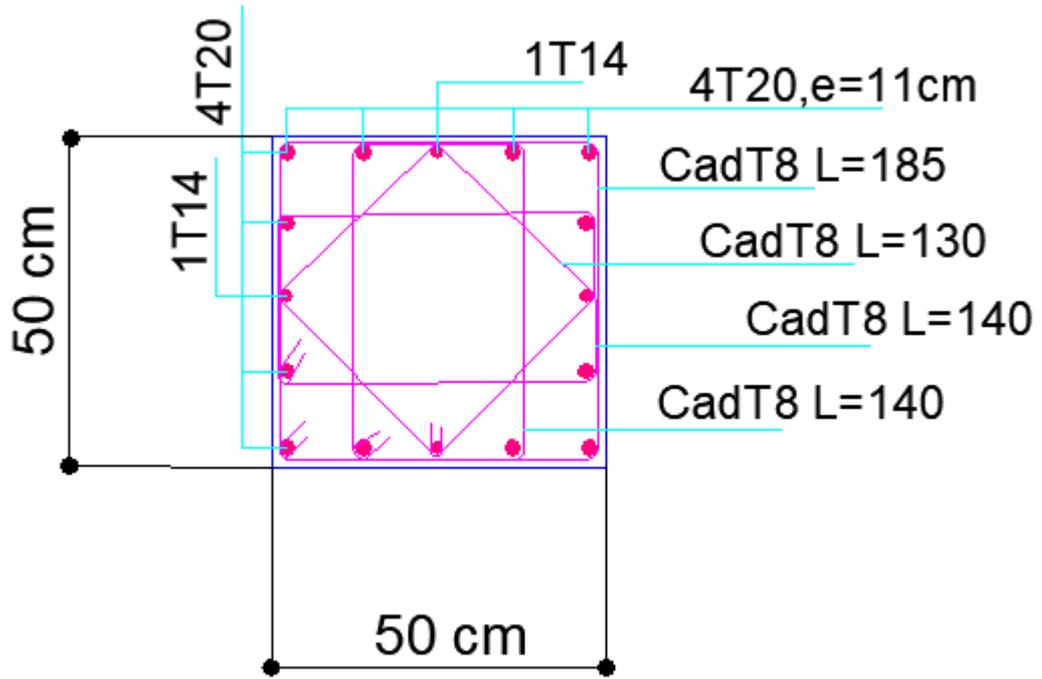


Figure VII.3: Schéma de ferrailage de poteau 50×50cm²

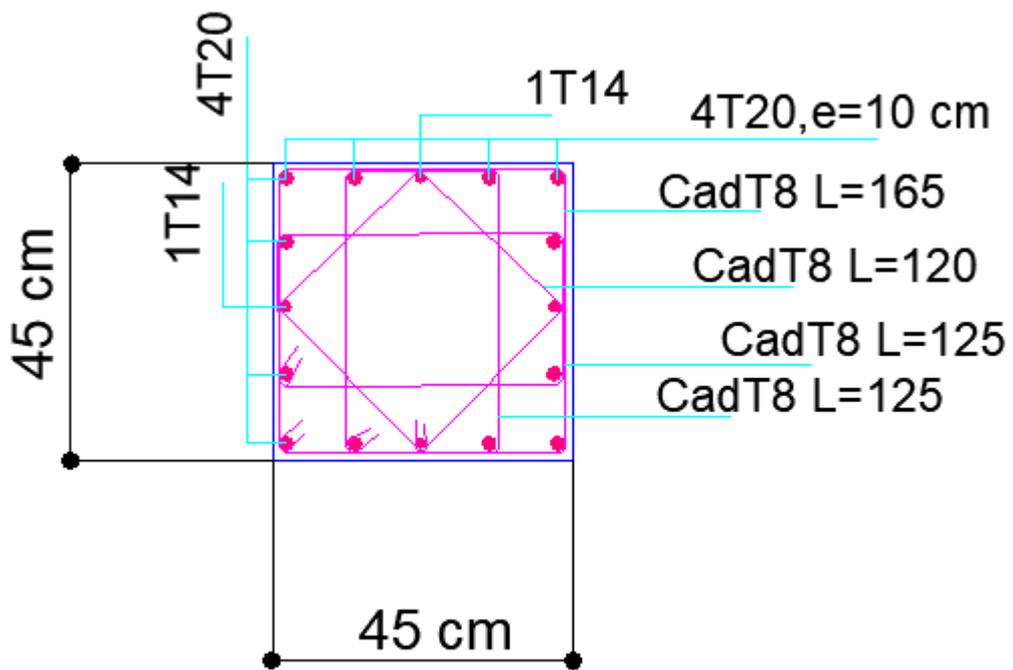


Figure VII.4: Schéma de ferrailage de poteau 45×45cm²

VII.3. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15$
 $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$
 $\gamma_b = 1,15$

Dans notre structure on a deux types des poutres (35×45) dans le sens porteur Y et (35×45) dans le sens non porteur X .

VII.3.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

VII.3.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

VII.3.1.2. Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $\frac{h}{4}; 12\phi$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $s \leq \frac{h}{2}$ ».

VII.3.2. Combinaison des charges :

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

- **Selon CBA.93**

E L U $1,35 G + 1,5 Q$

- **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

VII.3.3. Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000V14 :

Tableau VII.13: Sollicitations de calcul (Poutre)

	1,35 G + 1,5 Q			G + Q ± E			0,8 G ± E		
	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T (KN)
P.P adhérent au voile	-88,91	49,89	118,73	-348,76	228,92	- 295,51	-346,16	233,89	- 283,96
P.P sans voile	-159,52	68,11	- 145,80	-244,94	123,46	- 157,75	-208,41	125,10	- 121,75
P.S adhérent au voile	64,56	-86,28	- 129,09	366,75	344,53	- 299,85	357,29	334,41	272,18
P.S sans voile	-78,04	-158,83	64,92	-182,14	148,89	-76,21	-170,07	148,10	-71,71

VII.3.4. Ferrailage de poutre :

VII.3.4.1. Calcul des Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

Tableau VII.14: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutres)

	1,35 G + 1,5 Q		G + Q ± E		0,8 G ± E	
	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)
P.P adhérent au Voile	5,07	2,8	19,07	11,85	18,9	12,13
P.P sans Voile	9,42	3,84	12,77	6,13	10,7	6,22
P.S adhérent Au voile	3,64	4,91	20,23	18,79	19,62	18,15
P.S sans Voile	4,42	9,37	9,25	7,47	8,6	7,43

Tableau VII.15: les diamètres adoptés pour chaque poutre.

Poutre		Sections adoptés (cm ²)	Diamètres Adoptés	Sections Réelles (cm ²)
P.P adhérent au voile	Appuie	19,07	4T20+4T16	20,61
	Travée	11,85	4T20	12,57
P.P sans voile	Appuie	12,77	4T16+4T14	14,20
	Travée	6,13	4T16	8,04
P.S adhérent au voile	Appuie	20,23	4T20+4T16	20,61
	Travée	18,79	4T20+4T16	20,61
P.S sans voile	Appuie	9,25	4T20	12,57
	Travée	7,47	4T16	8,04

VII.3.4.2. Calcul des armatures transversales :

D'après **CBA.93 (A.5.1.2.3)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

f_{tj} Est bornée supérieurement à 3,3 MPA

Dans laquelle les contraintes sont exprimées en MPA (ou N/mm²). Et avec comme valeurs du coefficient K :

K=1 : en flexion simple

$K = 1 + \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$: en flexion composée avec compression, σ_{cm} désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

$K = 1 - \frac{\sigma_{tm}}{f_{cj}}$: en flexion composée avec traction, σ_{tm} désignant la contrainte moyenne de traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

En outre la valeur de K est bornée supérieurement à :

0 (zéro) dans le cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après, ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable

1 (unité) dans le cas de surfaces de reprise munies d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm.

$$\tau_u = \frac{1,4 T_{max}}{b_0 \cdot d}$$

$b_0=35\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16: Résultats de calcul des armatures transversales

		Condition	Poutre 35x45
CBA	S_t	$S_t \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$	40cm
RPA	S_{t_{nodale}}	$\text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi)$	11,25cm
	S_{tcourante}	$s \leq \frac{h}{2}$	22,5cm

Alors on adopte :

Tableau VII.17: diamètres adoptés comme armatures transversales

	P.P adhérent au voile	P.P sans voile	P.S adhérent au voile	P.S sans voile
τ_u	413,71	220,85	491,78	106,69
$S_{t_{nodale}}$	10	10	10	10
$S_{t_{courante}}$	15	15	15	15
$A_{t_{nodale}}$	1,64	0,58	1,67	0,04
$A_{courante}$	2.46	0.87	2.51	0.06
A_{min}	1,57	1,57	1,57	1,57
Diamètre adoptés_{nodale}	4T10	4T10	4T10	4T10
Diamètre adoptés_{courant}	4T10	4T10	4T10	4T10

VII.3.1. Vérifications :

VII.3.1.1. Condition de non-fragilité :

Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec } f_e = 500 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau VII.18 vérifications de non fragilité (poutre).

Poutre		Sections réelles (cm ²)	A_{min}	Condition
P.P adhérent au voile	Appuie	20,61	1,95	Vérifiée
	Travée	12,57	1,95	Vérifiée
P.P sans voile	Appuie	14,20	1,95	Vérifiée
	Travée	8,04	1,95	Vérifiée
P.S adhérent au voile	Appuie	20,61	1,95	Vérifiée
	Travée	20,61	1,95	Vérifiée
P.S sans voile	Appuie	12,57	1,95	Vérifiée
	Travée	8,04	1,95	Vérifiée

VII.3.1.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{T_{\max}}{bd} \leq \min\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right]; \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Tableau VII.19: Vérification au cisaillement

	P.P adhérent au voile	P.P sans voile	P.S adhérent au voile	P.S sans voile
T_{max} (KN)	283,964	157,754	299,848	76,209
τ_{max} (MPa)	2,00	1,11	2,11	0,53
τ_u (MPa)	4	4	4	4
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.3.1.3. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tableau VII.20: récapitulatif du calcul de la flèche.

Poutre	Longueur (m)	M_{ser} (KN.m)	A_s^{adp} (cm²)	A_s^{'adp} (cm²)	I₀ (mm⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	f̄ (mm)
P.P adhérent au voile	3	35,83	20,61	12,57	46735562300	0,214	0,640	0,426	6
P.P sans voile	5	49,70	14,20	8,04	4008957300	1,342	3,373	2,031	10
P.S adhérent au voile	3.5	23,18	20,61	20,61	5161992300	0,120	0,444	0,324	7
P.S sans voile	5	17,92	12,57	8,04	3909934800	0,122	0,757	0,635	10

Donc la flèche est vérifiée pour toutes les poutres.

POUTRE PRINCIPALE AVEC VOILE

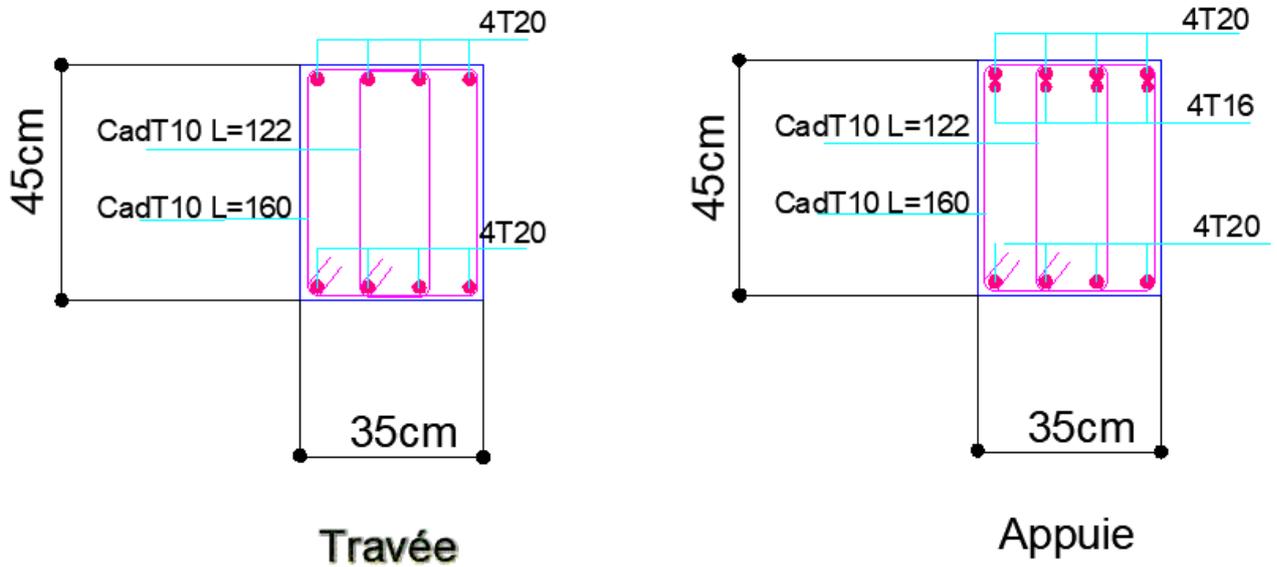


Figure VII.5: Schéma de ferrailage De la poutre principale avec voile.

POUTRE PRINCIPALE SANS VOILE

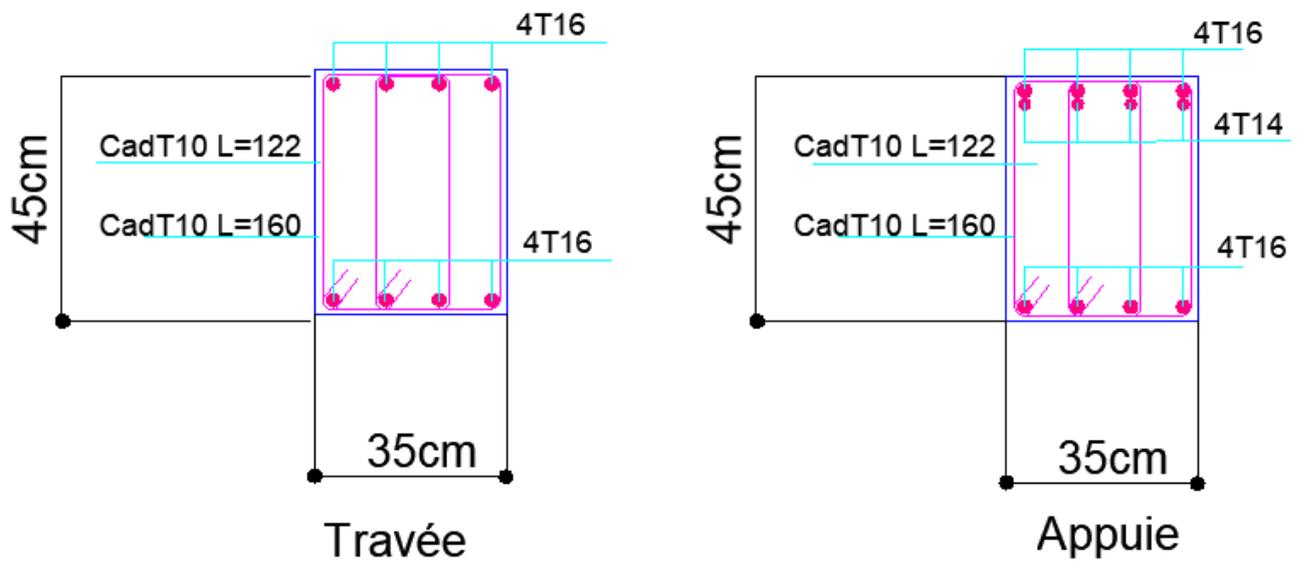


Figure VII.6: Schéma de ferrailage De la poutre principale sans voile

POUTRE SECONDAIRE AVEC VOILE

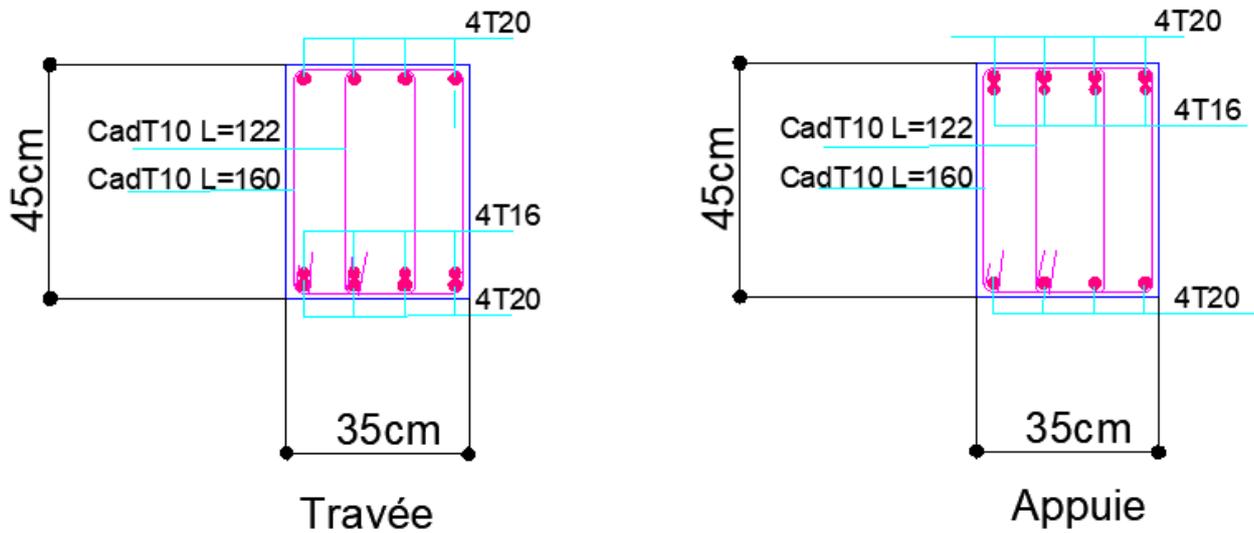


Figure VII.7: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire avec voile

POUTRE SECONDAIRE SANS VOILE

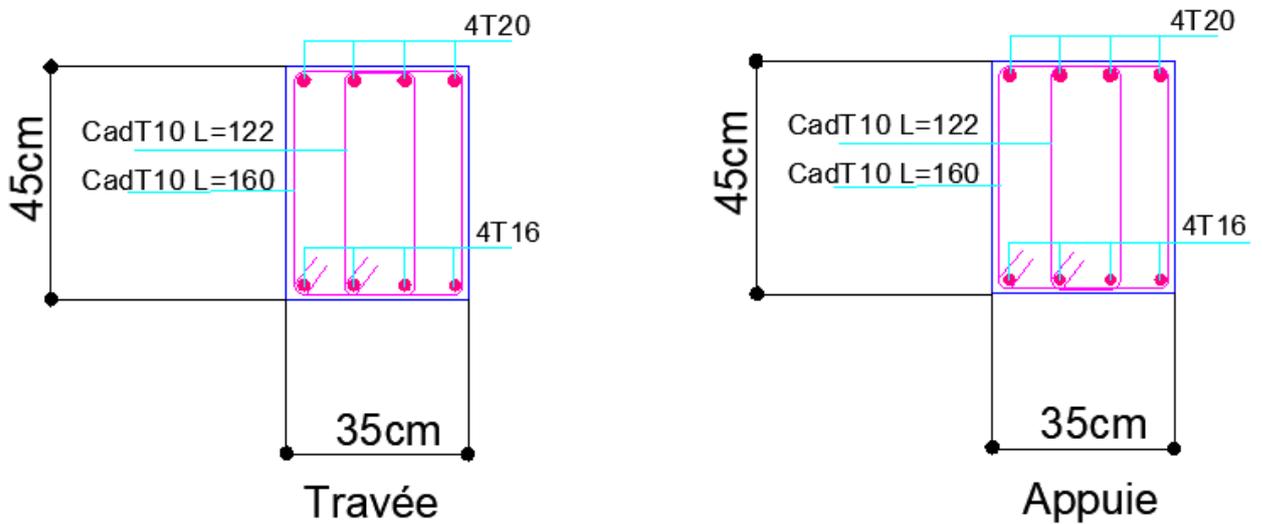


Figure VII.8: Schéma de ferrailage De la poutre secondaire sans voile

VII.4. Ferrailage des voiles :

VII.4.1. Règles à suivre :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII.4.1.1. Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).

- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VII.4.1.2. Armature horizontale :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

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

VII.4.2. Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

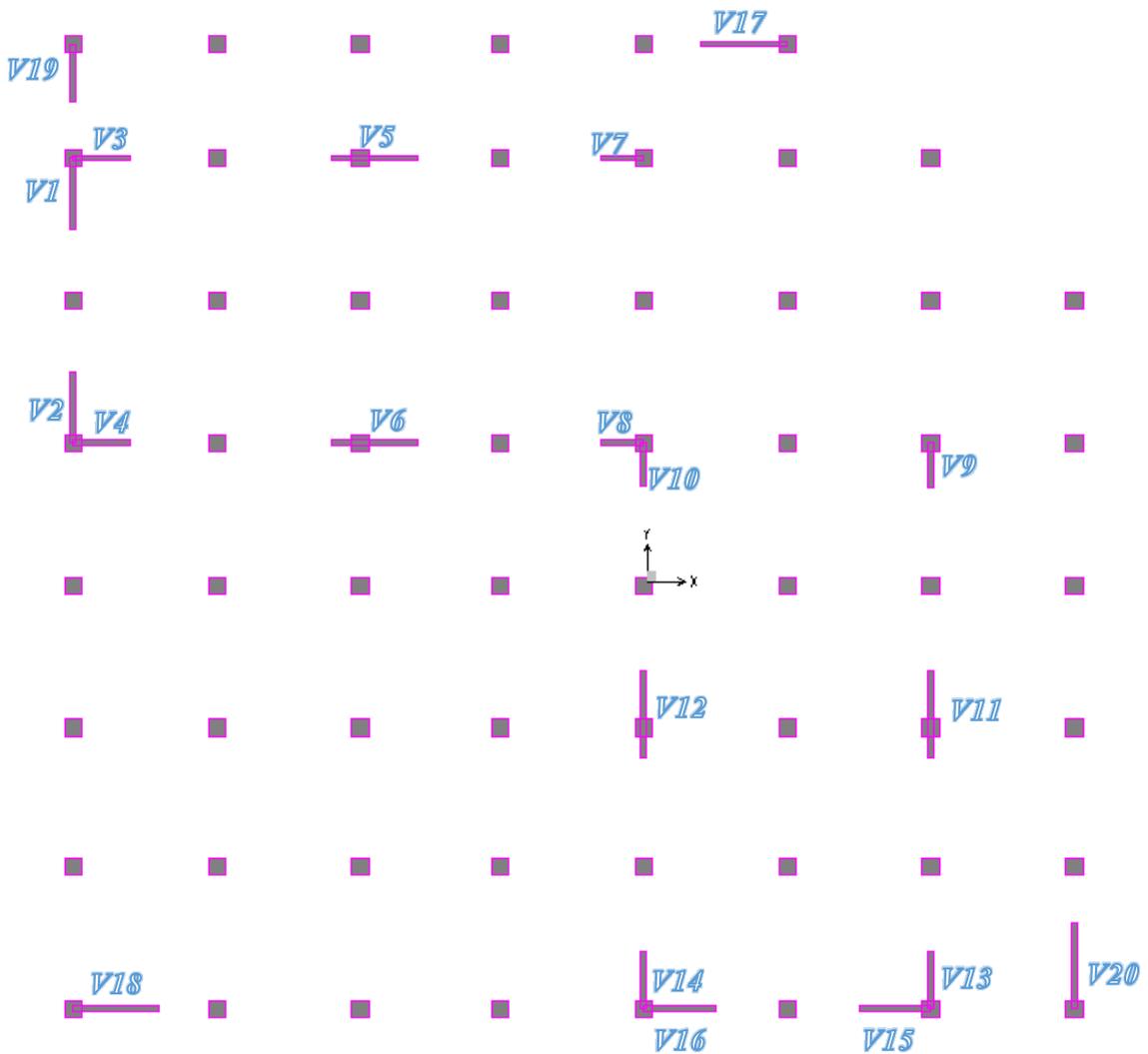


Figure VII.9 : disposition des voiles avec numérotation.

VII.4.3. Ferrailage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

Zone I : S.Sol, RDC, 1^{ère} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème}, 6^{ème} étage.

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème} étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, **(3.4. RPA99v2003)**.

Afin de prendre cette hypothèse en considération on doit majorée les combinaisons sismiques par un coefficient obtenue de rapport $\frac{V_{total}}{V_{voiles}}$

V_{total} = effort tranchant total.

V_{voiles} = effort tranchant repris par les voiles.

- Sens X-X

Tableau VII.21: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (X-X)

Niveaux	Charges reprises (KN)			Pourcentages repris (%)		Majoration
	Portiques	Voiles	Total	Voiles	Portiques	
RDC	2403,2	6126,33	8529,53	71,82	28,18	1,39
2 ^{ème} étage	2350,6	4631,36	6981,96	66,33	33,67	1,50
5 ^{ème} étage	2197,4	3328,5	5525,9	60,23	39,77	1,66
7 ^{ème} étage	1219	2010	3229	62,25	37,75	1,60

Sens Y-Y

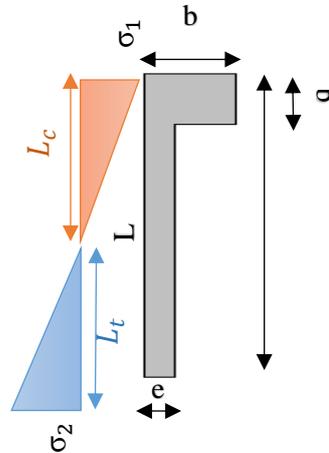
Tableau VII.22: coefficient de la majoration des combinaisons sismique sens (Y-Y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Majoration
	Portiques	Voiles	Total	Voiles	Portiques	
RDC	2211,26	6317,9	8529,16	74,07	25,93	1,35
2 ^{ème} étage	2375,2	4471,6	6846,8	65,31	34,69	1,53
5 ^{ème} étage	1724,8	3250,4	4975,2	65,33	34,67	1,53
7 ^{ème} étage	1230	2100,5	3330,5	63,07	36,93	1,58

VII.4.3.1. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 3,1m$, $e = 0,20m$, $b = 60$) du RDC

(Zone I) :



○ **Détermination des sollicitations (situation accidentelle) :**

$$M = 8515,5687KN.m$$

$$N = 2348,217 KN$$

○ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,1 m$$

$$e = 0,2 m$$

$$\Omega = (L - b)e + (b \times b) = (3,1 - 0,6) \times 0,2 + (0,6 \times 0,6) = 0,86 m^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1} + \Omega_2 \cdot Y_{g2}}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{(0,6 \times 0,6 \times 2,8) + (0,2 \times 2,5 \times 1,25)}{(0,6 \times 0,6) + (0,2 \times 2,5)} = 1,90m$$

$$Y_{max} = 1,90m$$

$$I = I_1 + I_2 = \left(\frac{b \times b^3}{12} + \Omega_1 \times (Y_{g1} - Y_g)^2 \right) + \left(\frac{e \times (L - b)^3}{12} + \Omega_2 \times (Y_{g2} - Y_g)^2 \right)$$

$$I = \left(\frac{0,6 \times 0,6^3}{12} + (0,6 \times 0,6) \times (2,8 - 1,9)^2 \right) + \left(\frac{0,2 \times (3,1 - 0,6)^3}{12} + (2,5 \times 0,2) \times (1,25 - 1,9)^2 \right)$$

$$I = 0,774m^4$$

○ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{2348,21}{0,86} + \frac{8515,56 \times 1,90}{0,774}$$

$$\sigma_1 = 23742,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{2348,21}{0,86} - \frac{8515,56 \times 1,90}{0,774}$$

$$\sigma_2 = -18281,96 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,1 \left(\frac{23742,93}{18281,96 + 23742,93} \right) = 1,75 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 23742,93 \times 1,75 \times 0,20 = 4158,38 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{4158,38 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 83,17 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 1,75 = 7 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{ZC} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 3,10 = 6,2 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 12,9 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(83,17 ; 7) \text{ cm}^2$

$A_{sv} = 83,17 \text{ cm}^2$

$A_s = \frac{83,17 \times 3,1}{1,75}$

$A_s = 147,32 \text{ cm}^2$

○ **Armature de couture :**

$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{906,39}{500}$

$A_{vj} = 19,94 \text{ cm}^2$

○ **Espacement :**

$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ Dans la zone d'about, $\left(\frac{L}{10}\right)$

○ **Choix de barres vertical : 48T20**

○ **Choix de barres couture : 48T10**

$A_{adopté} = 150,72 \text{ cm}^2$

$A_{vjadopté} = 37,92 \text{ cm}^2$

VII.4.3.1.1. Vérification du contrainte admissible :

$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$

$\sigma_c = 18281,96 \text{ KN/m}^2 = 18,281 \text{ MPa}$

$\sigma_c = 18,281 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 35}{1,15} = 25,87 \text{ MPa}$

VII.4.3.2. Ferrailage vertical des voiles (RDC,1^{er} étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.23: résultats détaillés du ferrailage vertical RDC VI

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	Cm ²	T20	Cm ²
RDC V1	2348,22	8515,569	3,10	0,86	0,77	1,90	23 742,93	-18 281,96	1,75	4 158,38	83,17	147,21	47,00	19,94
RDC V2	2737,23	7312,265	3,10	0,86	0,77	1,90	21 226,08	-14 860,42	1,82	3 870,41	77,41	131,60	42,00	23,89
RDC V3	2898	5273,834	2,60	0,76	0,46	1,62	22 386,23	-14 759,91	1,57	3 507,69	70,15	116,41	38,00	15,29
RDC V4	2346,73	5844,601	2,60	0,76	0,46	1,62	23 670,96	-17 495,36	1,50	3 538,86	70,78	123,09	40,00	20,98
RDC V5	3148,09	8261,736	3,00	0,84	0,50	1,65	31 011,45	-23 516,00	1,71	5 291,15	105,82	186,07	60,00	19,05
RDC V6	3985,21	8129,664	3,00	0,84	0,50	1,65	31 572,18	-22 083,60	1,77	5 573,32	111,47	189,43	61,00	20,32
RDC V7	3114,22	2208,67	2,10	0,66	0,25	1,32	16 380,29	-6 943,26	1,47	2 415,84	48,32	68,80	22,00	7,04
RDC V8	3421,52	1359,511	2,10	0,66	0,25	1,32	12 362,33	-1 994,10	1,81	2 235,49	44,71	51,92	17,00	9,66
RDC V9	3349,46	4569,391	2,10	0,66	0,25	1,32	29 201,33	-19 051,44	1,27	3 711,10	74,22	122,65	40,00	10,86
RDC V10	3403,16	3721,178	2,10	0,66	0,25	1,32	24 804,13	-14 491,51	1,33	3 287,93	65,76	104,18	34,00	11,43
RDC V11	3066,92	8369,104	3,00	0,84	0,50	1,65	31 269,14	-23 966,95	1,70	5 310,44	106,21	187,61	60,00	19,60
RDC V12	3939,44	8543,526	3,00	0,84	0,50	1,65	32 883,45	-23 503,82	1,75	5 753,01	115,06	197,30	63,00	23,89
RDC V13	2713,98	4235,898	2,60	0,76	0,46	1,62	18 488,76	-11 346,70	1,61	2 978,90	59,58	96,14	31,00	13,44
RDC V14	2489,47	4573,12	2,60	0,76	0,46	1,62	19 380,95	-12 829,72	1,56	3 031,96	60,64	100,78	33,00	17,09
RDC V15	2279,49	7266,2	3,10	0,86	0,77	1,90	20 580,14	-15 279,01	1,78	3 661,49	73,23	127,60	41,00	22,28
RDC V16	2783,24	8587,72	3,10	0,86	0,77	1,90	24 426,79	-17 954,14	1,79	4 364,40	87,29	151,45	49,00	20,27
RDC V17	652,782	9849,33	3,60	0,96	1,20	2,40	20 378,64	-19 018,67	1,86	3 794,78	75,90	146,73	47,00	58,16
RDC V18	319,177	7160,28	3,60	0,96	1,20	2,40	14 653,03	-13 988,08	1,84	2 698,78	53,98	105,50	34,00	40,03
RDC V19	711,253	5021,25	2,60	0,76	0,47	1,35	15 358,60	-13 486,88	1,38	2 126,17	42,52	79,86	26,00	27,43
RDC V20	616,97	9442	3,60	0,96	1,20	2,40	19 526,68	-18 241,32	1,86	3 634,42	72,69	140,59	45,00	53,28

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC) :**

Tableau VII.24: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2,	48T20	48T10	20	10
V3, V4	40T20	40T12	20	10
V5, V6	40T25	40T10	20	10
V7, V8	22T20	22T10	30	15
V9, V10	40T20	40T10	15	10
V11, V12	42T25	42T10	20	10
V13, V14	34T20	34T10	20	10
V15, V16	50T20	50T10	20	10
V17	48T20	48T14	20	10
V18	34T20	34T14	30	15
V19	26T20	26T12	30	15
V20	46T20	46T14	30	15

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.25: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
RDC V1	-18,28	25,87	147,21	12,9	Vérifiée
RDC V2	-14,86	25,87	131,60	12,9	Vérifiée
RDC V3	-14,76	25,87	116,41	11,4	Vérifiée
RDC V4	-17,50	25,87	123,09	11,4	Vérifiée
RDC V5	-23,52	25,87	186,07	12,6	Vérifiée
RDC V6	-22,08	25,87	189,43	12,6	Vérifiée
RDC V7	-6,94	25,87	68,80	9,9	Vérifiée
RDC V8	-1,99	25,87	51,92	9,9	Vérifiée
RDC V9	-19,05	25,87	122,65	9,9	Vérifiée
RDC V10	-14,49	25,87	104,18	9,9	Vérifiée
RDC V11	-23,97	25,87	187,61	12,6	Vérifiée
RDC V12	-23,50	25,87	197,30	12,6	Vérifiée
RDC V13	-11,35	25,87	96,14	11,4	Vérifiée
RDC V14	-12,83	25,87	100,78	11,4	Vérifiée
RDC V15	-15,28	25,87	127,60	12,9	Vérifiée
RDC V16	-17,95	25,87	151,45	12,9	Vérifiée
RDC V17	-19,02	25,87	146,73	14,4	Vérifiée
RDC V18	-13,99	25,87	105,50	14,4	Vérifiée
RDC V19	-13,49	25,87	79,86	11,4	Vérifiée
RDC V20	-18,24	25,87	140,59	14,4	Vérifiée

VII.4.3.3. Ferrailage vertical des voiles (2ème,3ème,4ème étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.26: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	cm ²	T16	Cm ²
2ème V1	1480,35	4691,99	3,10	0,86	0,77	1,90	13 298,97	-9 856,29	1,78	2 367,82	47,36	82,45	42,00	22,46
2ème V2	1070,08	3650,46	3,10	0,86	0,77	1,90	10 251,92	-7 763,36	1,76	1 808,55	36,17	63,56	32,00	23,52
2ème V3	1390,44	2786,77	2,60	0,76	0,46	1,62	11 643,79	-7 984,74	1,54	1 795,87	35,92	60,55	31,00	30,58
2ème V4	1544,77	3178,09	2,60	0,76	0,46	1,62	13 224,97	-9 159,80	1,54	2 031,47	40,63	68,77	35,00	14,80
2ème V5	2232	4331,94	3,00	0,84	0,50	1,65	16 952,54	-11 638,26	1,78	3 015,54	60,31	101,72	51,00	22,79
2ème V6	2997,77	4235,63	3,00	0,84	0,50	1,65	17 546,36	-10 408,82	1,88	3 303,95	66,08	105,28	53,00	21,97
2ème V7	2347,09	1427,49	2,10	0,66	0,25	1,32	11 093,36	-3 980,98	1,55	1 714,38	34,29	46,59	24,00	10,66
2ème V8	1772,81	-2220,6	2,10	0,66	0,25	1,32	14 410,74	-9 038,58	1,29	1 859,78	37,20	60,53	31,00	11,87
2ème V9	2492,74	2739,8	2,10	0,66	0,25	1,32	18 243,03	-10 689,27	1,32	2 415,63	48,31	76,62	39,00	23,53
2ème V10	2319,75	2264,06	2,10	0,66	0,25	1,32	15 469,01	-8 439,46	1,36	2 101,81	42,04	64,97	33,00	11,88
2ème V11	2157,16	4368,34	3,00	0,84	0,50	1,65	16 983,59	-11 847,48	1,77	3 001,37	60,03	101,90	51,00	23,12
2ème V12	3019,93	4220,35	3,00	0,84	0,50	1,65	17 522,30	-10 331,99	1,89	3 306,83	66,14	105,13	53,00	21,88
2ème V13	1395,85	2070,04	2,60	0,76	0,46	1,62	9 126,78	-5 453,48	1,63	1 485,40	29,71	47,46	24,00	16,87
2ème V14	1655,87	2083,11	2,60	0,76	0,46	1,62	9 514,94	-5 157,39	1,69	1 604,30	32,09	49,48	25,00	14,82
2ème V15	1417,38	3839,2	3,10	0,86	0,77	1,90	11 121,59	-7 825,35	1,82	2 023,75	40,47	68,95	35,00	21,76
2ème V16	1714,93	4952	3,10	0,86	0,77	1,90	14 213,23	-10 225,02	1,80	2 562,58	51,25	88,12	44,00	22,42

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (2ème,3ème,4ème étage):**

Tableau VII.27 : choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2,	48T16	48T10	20	10
V3, V4	36T16	36T12	20	10
V5, V6	54T16	54T10	15	10
V7, V8	32T16	32T12	20	10
V9, V10	40T16	40T10	20	10
V11, V12	54T16	54T10	15	10
V13, V14	26T16	26T10	20	10
V15, V16	44T16	44T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.28 : vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
2ÉME V1	-9,86	25,87	82,45	12,9	Vérifiée
2ÉME V2	-7,76	25,87	63,56	12,9	Vérifiée
2ÉME V3	-7,98	25,87	60,55	11,4	Vérifiée
2ÉME V4	-9,16	25,87	68,77	11,4	Vérifiée
2ÉME V5	-11,64	25,87	101,72	12,6	Vérifiée
2ÉME V6	-10,41	25,87	105,28	12,6	Vérifiée
2ÉME V7	-3,98	25,87	46,59	9,9	Vérifiée
2ÉME V8	-9,04	25,87	60,53	9,9	Vérifiée
2ÉME V9	-10,69	25,87	76,62	9,9	Vérifiée
2ÉME V10	-8,44	25,87	64,97	9,9	Vérifiée
2ÉME V11	-11,85	25,87	101,90	12,6	Vérifiée
2ÉME V12	-10,33	25,87	105,13	12,6	Vérifiée
2ÉME V13	-5,45	25,87	47,46	11,4	Vérifiée
2ÉME V14	-12,83	25,87	49,48	11,4	Vérifiée
2ÉME V15	-15,28	25,87	68,95	12,9	Vérifiée
2ÉME V16	-17,95	25,87	88,12	12,9	Vérifiée

VII.4.3.4. Ferrailage vertical des voiles (5ème,6ème étage) :

Tableau VII.29 : résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5ème

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	T12	Cm ²
5ème V1	1294,56	1672,54	3,10	0,86	0,77	1,90	5 632,34	-2 621,74	2,12	1 191,43	23,83	34,92	31,00	14,96
5ème V2	1607,42	1080,8	3,10	0,86	0,77	1,90	4 536,02	-797,82	2,64	1 195,83	23,92	28,12	25,00	15,51
5ème V3	1395,04	1201,12	2,60	0,76	0,46	1,62	6 065,62	-2 394,47	1,86	1 130,71	22,61	31,54	28,00	17,61
5ème V4	1229,83	1343,04	2,60	0,76	0,46	1,62	6 348,04	-3 111,66	1,74	1 107,58	22,15	33,01	30,00	15,96
5ème V5	1228,58	1929,9	3,00	0,84	0,50	1,65	7 831,28	-4 906,08	1,84	1 444,46	28,89	46,99	42,00	24,64
5ème V6	1663,31	1812,17	3,00	0,84	0,50	1,65	7 960,29	-4 000,04	2,00	1 589,41	31,79	47,76	43,00	23,73
5ème V7	1321,08	499,661	2,10	0,66	0,25	1,32	4 639,85	-636,57	1,85	856,82	17,14	19,49	18,00	11,51
5ème V8	1462,9	307,672	2,10	0,66	0,25	1,32	3 841,03	592,01	2,10	930,94	18,62	18,62	17,00	12,82
5ème V9	1377,26	1109,24	2,10	0,66	0,25	1,32	7 943,52	-3 770,02	1,42	1 131,25	22,62	33,36	30,00	7,94
5ème V10	1434,35	1061,88	2,10	0,66	0,25	1,32	7 779,95	-3 433,45	1,46	1 133,54	22,67	32,68	29,00	9,84
5ème V11	1160,15	1522,74	3,00	0,84	0,50	1,65	6 406,15	-3 643,90	1,91	1 225,03	24,50	38,44	35,00	15,73
5ème V12	1681,48	1392,83	3,00	0,84	0,50	1,65	6 598,09	-2 594,58	2,15	1 420,75	28,41	39,59	36,00	14,97
5ème V13	1300,11	652,019	2,60	0,76	0,46	1,62	4 006,91	-585,57	2,27	908,96	18,18	20,84	19,00	13,66
5ème V14	1207,87	659,682	2,60	0,76	0,46	1,62	3 912,53	-733,93	2,19	856,58	17,13	20,35	19,00	9,41
5ème V15	1392,17	1326,6	3,10	0,86	0,77	1,90	4 892,26	-1 654,67	2,32	1 133,30	22,67	30,33	27,00	23,50
5ème V16	1724,37	1870,3	3,10	0,86	0,77	1,90	6 620,21	-2 610,05	2,22	1 471,94	29,44	41,05	37,00	24,24

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (5ème, 6ème étage):**

Tableau VII.30: choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1, V2 ,	48T12	48T10	20	10
V3, V4	30T12	30T10	30	15
V5, V6	44T12	44T10	20	10
V7, V8	18T12	18T12	30	15
V9, V10	30T12	30T12	30	15
V11, V12	36T12	36T10	30	15
V13, V14	20T12	20T12	30	15
V15, V16	38T12	38T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.31: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
5ÉME V1	-2,62	25,87	34,92	12,9	Vérifiée
5ÉME V2	-0,80	25,87	28,12	12,9	Vérifiée
5ÉME V3	-2,39	25,87	31,54	11,4	Vérifiée
5ÉME V4	-3,11	25,87	33,01	11,4	Vérifiée
5ÉME V5	-4,91	25,87	46,99	12,6	Vérifiée
5ÉME V6	-4,00	25,87	47,76	12,6	Vérifiée
5ÉME V7	-0,64	25,87	19,49	9,9	Vérifiée
5ÉME V8	0,59	25,87	18,62	9,9	Vérifiée
5ÉME V9	-3,77	25,87	33,36	9,9	Vérifiée
5ÉME V10	-3,43	25,87	32,68	9,9	Vérifiée
5ÉME V11	-3,64	25,87	38,44	12,6	Vérifiée
5ÉME V12	-2,59	25,87	39,59	12,6	Vérifiée
5ÉME V13	-0,59	25,87	20,84	11,4	Vérifiée
5ÉME V14	-0,73	25,87	20,35	11,4	Vérifiée
5ÉME V15	-1,65	25,87	30,33	12,9	Vérifiée
5ÉME V16	-2,61	25,87	41,05	12,9	Vérifiée

VII.4.3.5. Ferrailage vertical des voiles (7^{ème} ,8^{ème} étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau VII.32: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7^{ème} étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	HA10	Cm ²
7 ^{ème} V1	880,618	1029,49	3,10	0,86	0,77	1,90	3 564,28	-1 516,33	2,17	775,16	15,50	22,10	28,00	14,96
7 ^{ème} V2	1096,65	745,293	3,10	0,86	0,77	1,90	3 114,21	-563,86	2,62	817,41	16,35	19,31	25,00	15,51
7 ^{ème} V3	1126,58	703,642	2,60	0,76	0,46	1,62	3 960,38	-995,71	2,08	822,83	16,46	20,59	27,00	17,61
7 ^{ème} V4	801,222	742,413	2,60	0,76	0,46	1,62	3 668,82	-1 560,34	1,82	669,26	13,39	19,08	25,00	15,96
7 ^{ème} V5	558,196	1408,22	3,00	0,84	0,50	1,65	5 311,64	-3 982,61	1,71	910,68	18,21	31,87	41,00	24,64
7 ^{ème} V6	722,425	1243,94	3,00	0,84	0,50	1,65	4 965,04	-3 244,98	1,81	900,79	18,02	29,79	38,00	23,73
7 ^{ème} V7	599,717	234,345	2,10	0,66	0,25	1,32	2 146,00	-328,68	1,82	390,81	7,82	9,01	12,00	11,51
7 ^{ème} V8	842,852	154,596	2,10	0,66	0,25	1,32	2 093,32	460,78	2,10	536,36	10,73	10,73	14,00	12,82
7 ^{ème} V9	655,683	563,689	2,10	0,66	0,25	1,32	3 969,74	-1 982,82	1,40	555,95	11,12	16,67	22,00	7,94
7 ^{ème} V10	835,182	503,648	2,10	0,66	0,25	1,32	3 924,69	-1 393,84	1,55	608,19	12,16	16,48	21,00	9,84
7 ^{ème} V11	543,172	1190,08	3,00	0,84	0,50	1,65	4 573,91	-3 280,64	1,75	799,05	15,98	27,44	35,00	15,73
7 ^{ème} V12	741,944	1056,17	3,00	0,84	0,50	1,65	4 368,62	-2 602,09	1,88	821,36	16,43	26,21	34,00	14,97
7 ^{ème} V13	1182,88	467,012	2,60	0,76	0,46	1,62	3 201,12	-88,27	2,53	809,96	16,20	16,65	22,00	13,66
7 ^{ème} V14	777,95	516,159	2,60	0,76	0,46	1,62	2 841,40	-794,16	2,03	577,39	11,55	14,78	19,00	9,41
7 ^{ème} V15	913,539	761,23	3,10	0,86	0,77	1,90	2 940,62	-816,12	2,43	713,56	14,27	18,23	24,00	23,50
7 ^{ème} V16	1132,42	918,13	3,10	0,86	0,77	1,90	3 582,28	-948,76	2,45	877,98	17,56	22,21	29,00	24,24

○ **Choix final des armatures verticaux des voiles (7ème,8ème étage):**

Tableau VII.33: choix du ferrailage vertical des voiles du 7ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1, V2	48T10	48T10	20	10
V3, V4	28T12	28T10	20	10
V5, V6	42T12	42T10	20	10
V7, V8	14T12	14T10	30	15
V9, V10	22T12	22T10	30	15
V11, V12	36T12	36T10	20	10
V13, V14	22T12	22T10	30	15
V15, V16	30T12	30T10	20	10

○ **Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau VII.34: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
7ÉME V1	-1,52	25,87	22,10	12,9	Vérifiée
7ÉME V2	-0,56	25,87	19,31	12,9	Vérifiée
7ÉME V3	-1,00	25,87	20,59	11,4	Vérifiée
7ÉME V4	-1,56	25,87	19,08	11,4	Vérifiée
7ÉME V5	-3,98	25,87	31,87	12,6	Vérifiée
7ÉME V6	-3,24	25,87	29,79	12,6	Vérifiée
7ÉME V7	-0,33	25,87	9,01	9,9	Non Vérifiée
7ÉME V8	0,46	25,87	10,73	9,9	Vérifiée
7ÉME V9	-1,98	25,87	16,67	9,9	Vérifiée
7ÉME V10	-1,39	25,87	16,48	9,9	Vérifiée
7ÉME V11	-3,28	25,87	27,44	12,6	Vérifiée
7ÉME V12	-2,60	25,87	26,21	12,6	Vérifiée
7ÉME V13	-0,09	25,87	16,65	11,4	Vérifiée
7ÉME V14	-0,79	25,87	14,78	11,4	Vérifiée
7ÉME V15	-0,82	25,87	18,23	12,9	Vérifiée
7ÉME V16	-0,95	25,87	22,21	12,9	Vérifiée

○ **Remarque :**

La section totale du voile (7ème V7) est inférieure à la section minimale demandée. le ferrailage adoptées est celui qui est obtenue lors du calcul des armatures de couture :

$$A_{vj} = 11,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,9 \text{ cm}^2$$

VII.4.4. Ferrailage horizontal :

VII.4.4.1. Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 h$

D'après l'article (**7.7.2 des RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

VII.4.4.2. Exemple d'application :

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 3,1m$, $e = 0,20m$) du RDC (**Zone I**) :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{906,39}{0,2 \times (0,9 \times (4 - 0,45))} = 1985,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

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

- Dans notre cas $k = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$: En flexion composée avec N effort de traction, Donc :

$$k = \frac{1-10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = \frac{1-10 \times 23742,93}{35 \times 1000} = -0,78$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1(1,98 - 0,3 \times 2,7 \times (-0,78)) \times 200 \times 100}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 1,16 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales minimales ($A_{t\ min}$)**

$$\tau_u = 7 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,875 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

$$A_{t\ min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(1,16 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 1,16 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10 Par fil

Pour les résultants des ferrillages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.35 : résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

<i>voile</i>	<i>L</i> (m)	<i>T</i> (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	<i>S_t</i> (m)	<i>K</i>	<i>A_t</i> (cm ²)	<i>A_{t min}</i> (cm ²)	<i>Choix des barre :</i>
V1	3,1	906,39	1,9858	7	oui	0.1	-0,78	1,163	0,5	2T10
V2	3,1	1085,873	2,3791	7	oui	0.1	-0,91	1,385	0,5	2T10
V3	2,6	695,087	1,5229	7	oui	0.1	-1,09	1,069	0,5	2T10
V4	2,6	953,48	2,0890	7	oui	0.1	-0,88	1,246	0,5	2T10
V5	3,0	865,958	1,8972	7	oui	0.1	-1,07	1,229	0,5	2T10
V6	3,0	923,734	2,0238	7	oui	0.1	-1,36	1,387	0,5	2T10
V7	2,1	320,106	0,7013	7	oui	0.1	-1,35	0,797	0,5	2T10
V8	2,1	439,225	0,9623	7	oui	0.1	-1,48	0,961	0,5	2T10
V9	2,1	493,585	1,0814	7	oui	0.1	-1,45	1,003	0,5	2T10
V10	2,1	519,716	1,1387	7	oui	0.1	-1,47	1,036	0,5	2T10
V11	3,0	890,829	1,9517	7	oui	0.1	-1,04	1,243	0,5	2T10
V12	3,0	1085,693	2,3787	7	oui	0.1	-1,34	1,540	0,5	2T10
V13	2,6	610,879	1,3384	7	oui	0.1	-1,02	0,962	0,5	2T10
V14	2,6	776,913	1,7022	7	oui	0.1	-0,94	1,093	0,5	2T10
V15	3,1	1012,908	2,2192	7	oui	0.1	-0,76	1,259	0,5	2T10
V16	3,1	921,164	2,0182	7	oui	0.1	-0,92	1,230	0,5	2T10
V17	3,6	2643,427	5,7915	7	oui	0.1	-0,19	2,644	0,5	2T14
V18	3,6	1819,585	3,9866	7	oui	0.1	-0,09	1,806	0,5	2T12
V19	2,6	1246,772	2,7316	7	oui	0.1	-0,27	1,310	0,5	2T12
V20	3,6	2421,742	5,3059	7	oui	0.1	-0,18	2,424	0,5	2T14

RDC 1er étage V1

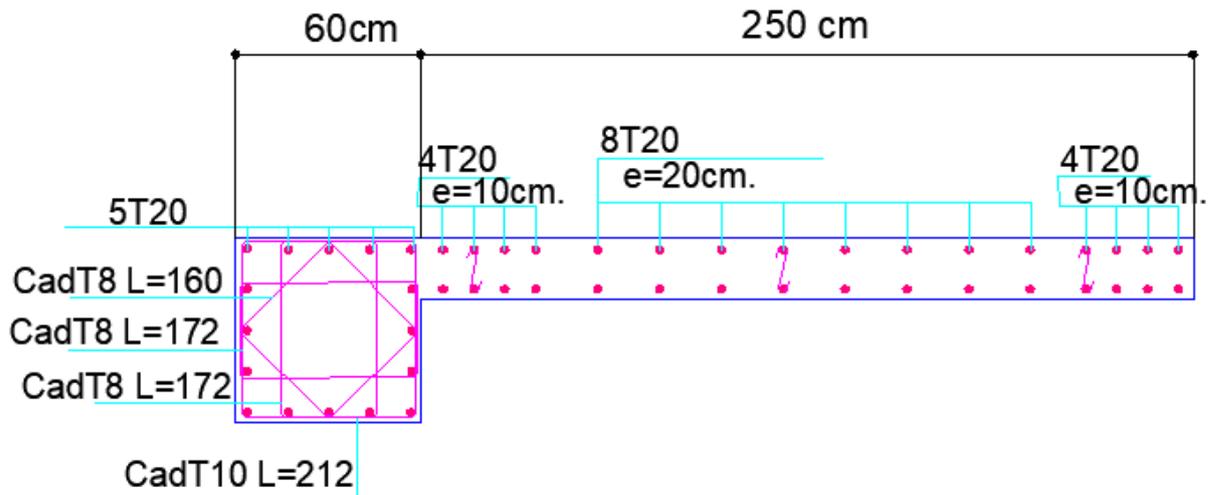


Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du voile RDC V1.

2éme,3éme,4éme V1

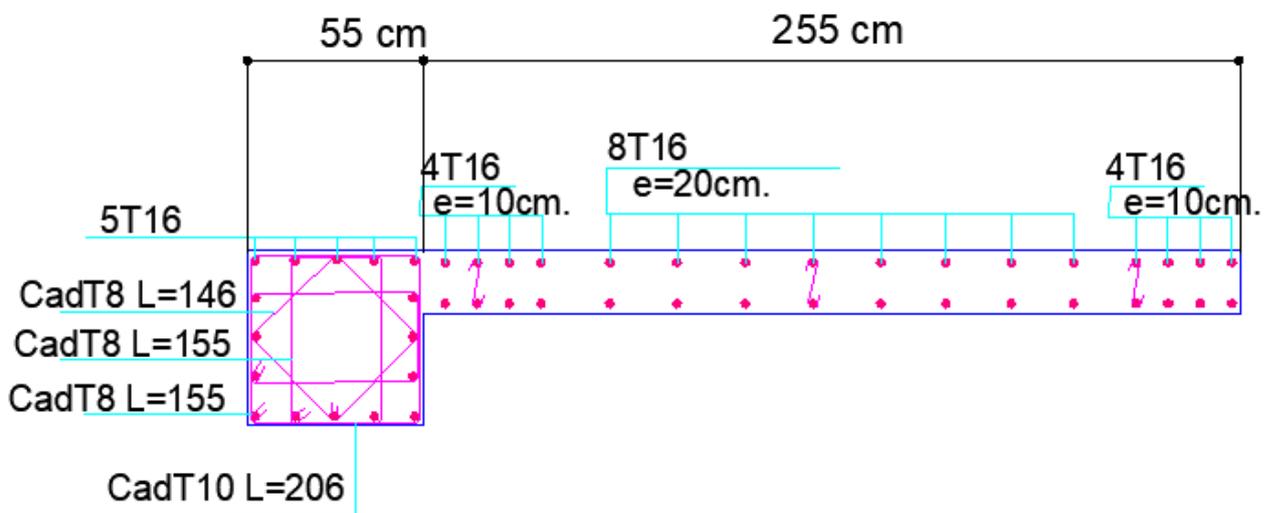


Figure VII.11 : Schéma de ferrailage du voile 2éme étage V1.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile –portique) contreventée par les voiles, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (**SAP2000V14**).

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter davantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- **La résistance**
- **La durabilité**
- **L'économie**

mais aussi on a conclu que :

-La structure possède un coefficient de comportement R égale à 3,5 ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.

-Les fondations de la structure sont considérées « rigide », malgré ce choix on n'a pas obtenu de grandes hauteurs (radier / nervure) en respectant les critères de résistance,

-La structure irrégulière en plan (en L Plus précisément) pose beaucoup de problèmes lors du calcul dynamique, il est préférable d'utiliser un joint sismique en respectant toujours les critères de résistance.

- Les bonnes interprétations des articles des règlements aboutissent à la bonne résistance et à un bon dimensionnement des éléments structuraux (aspects économiques).

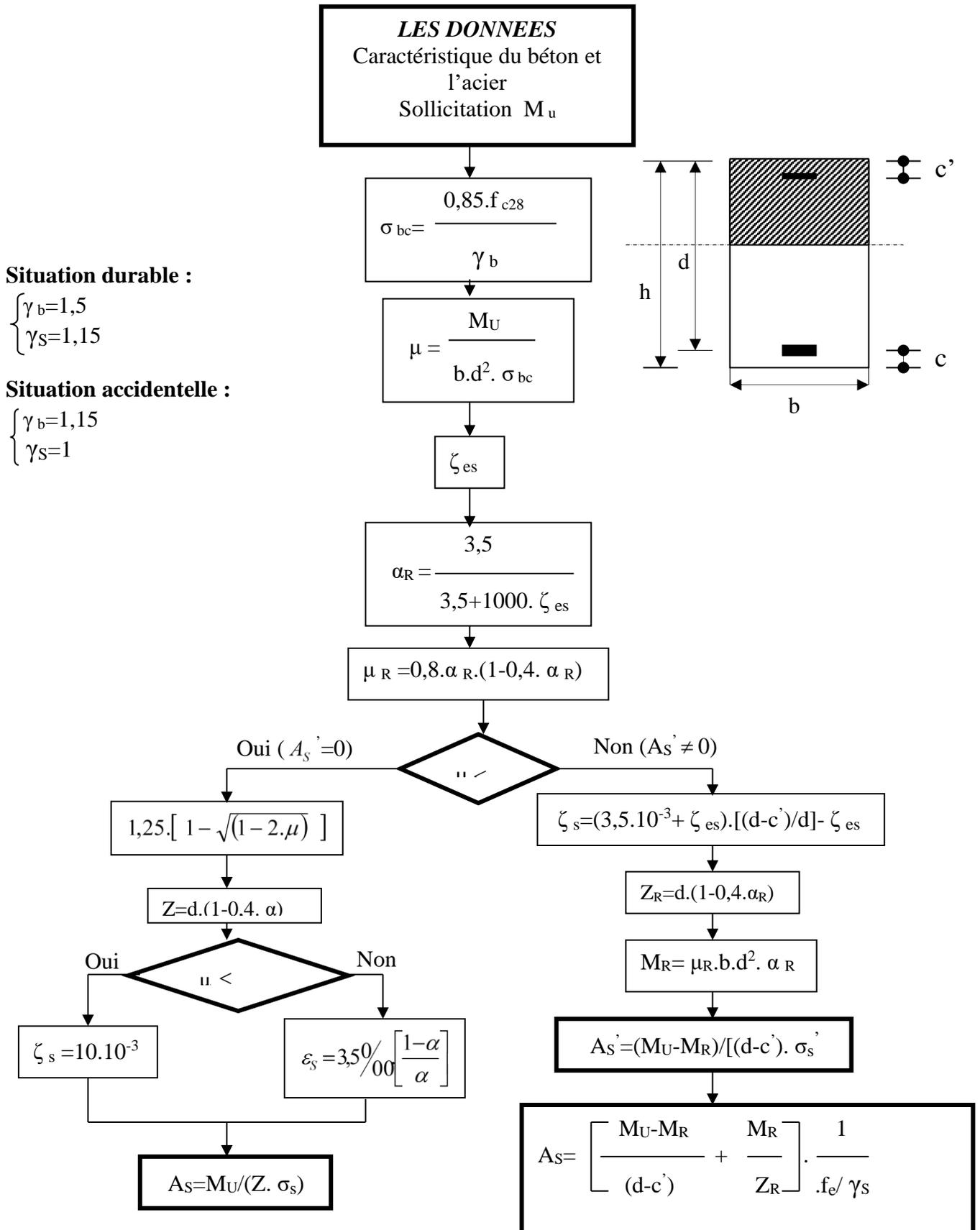
Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

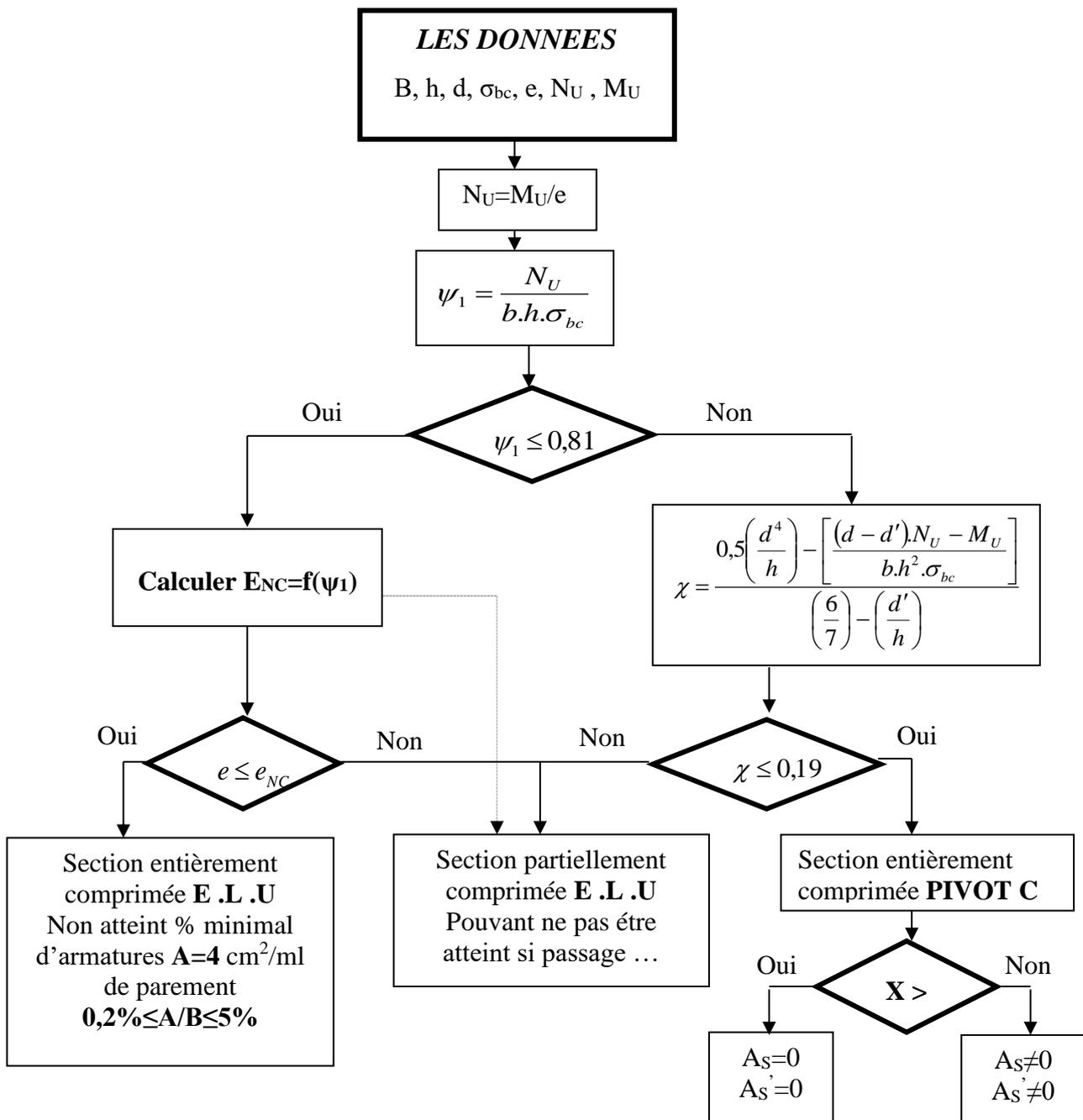
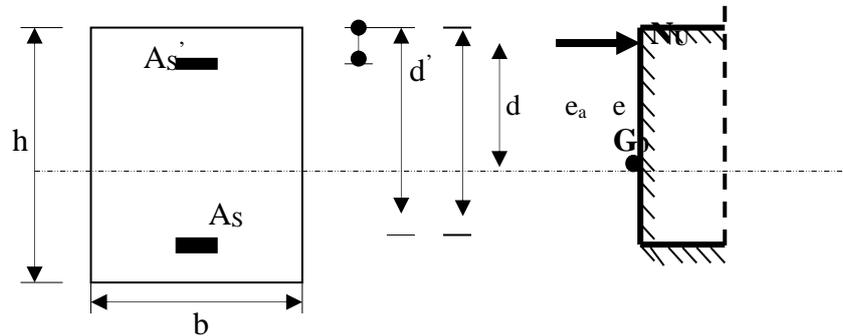
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

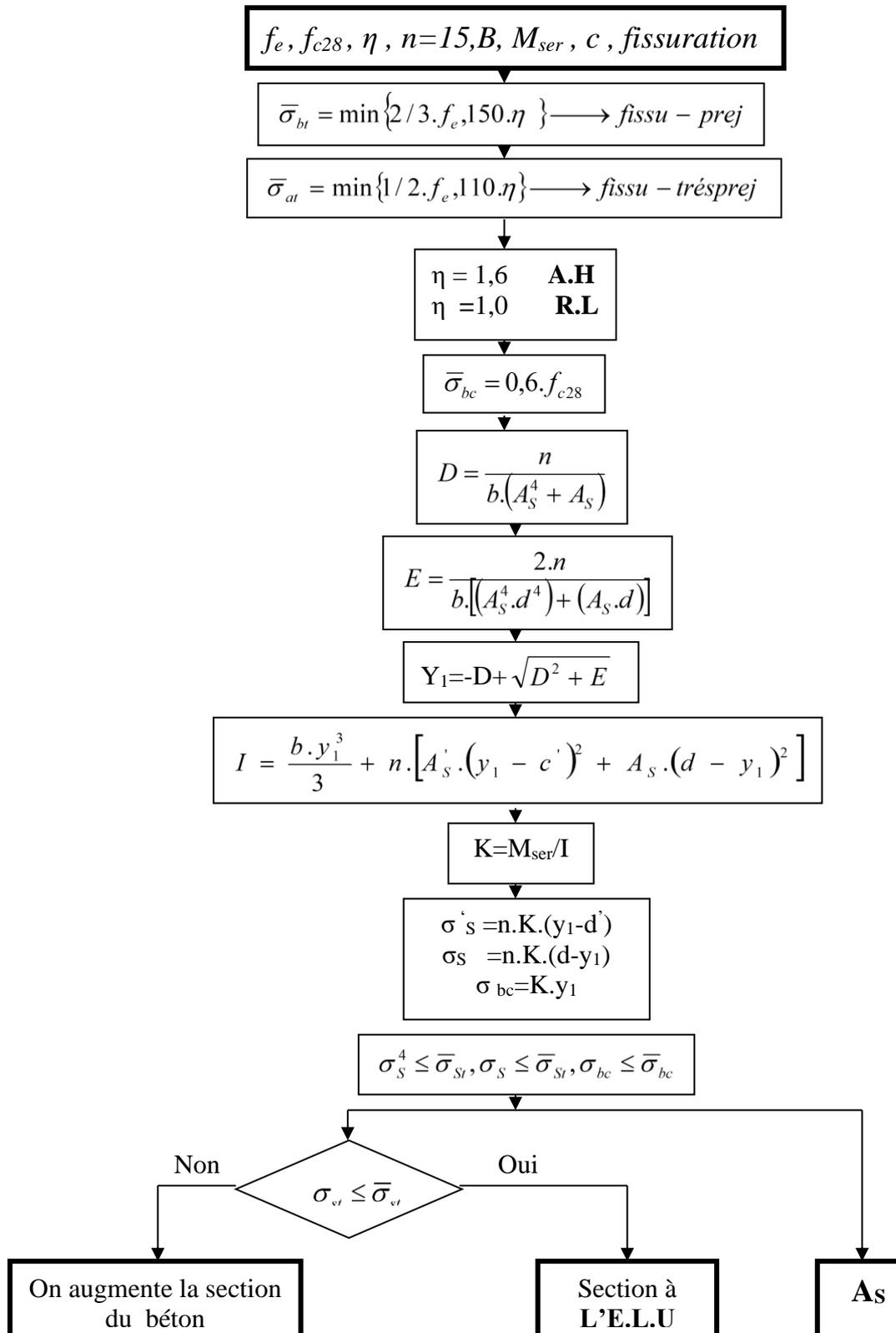
1. CBA93.C.G.S.
2. D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
3. D.T.R-B.C.2-41 : « Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé C.B.A.93 »
4. D.T.R-B.C.2-48 : « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».
5. DTU 13.12 : « Règles pour le calcul des fondations superficielles » Mars 1988

Logiciels

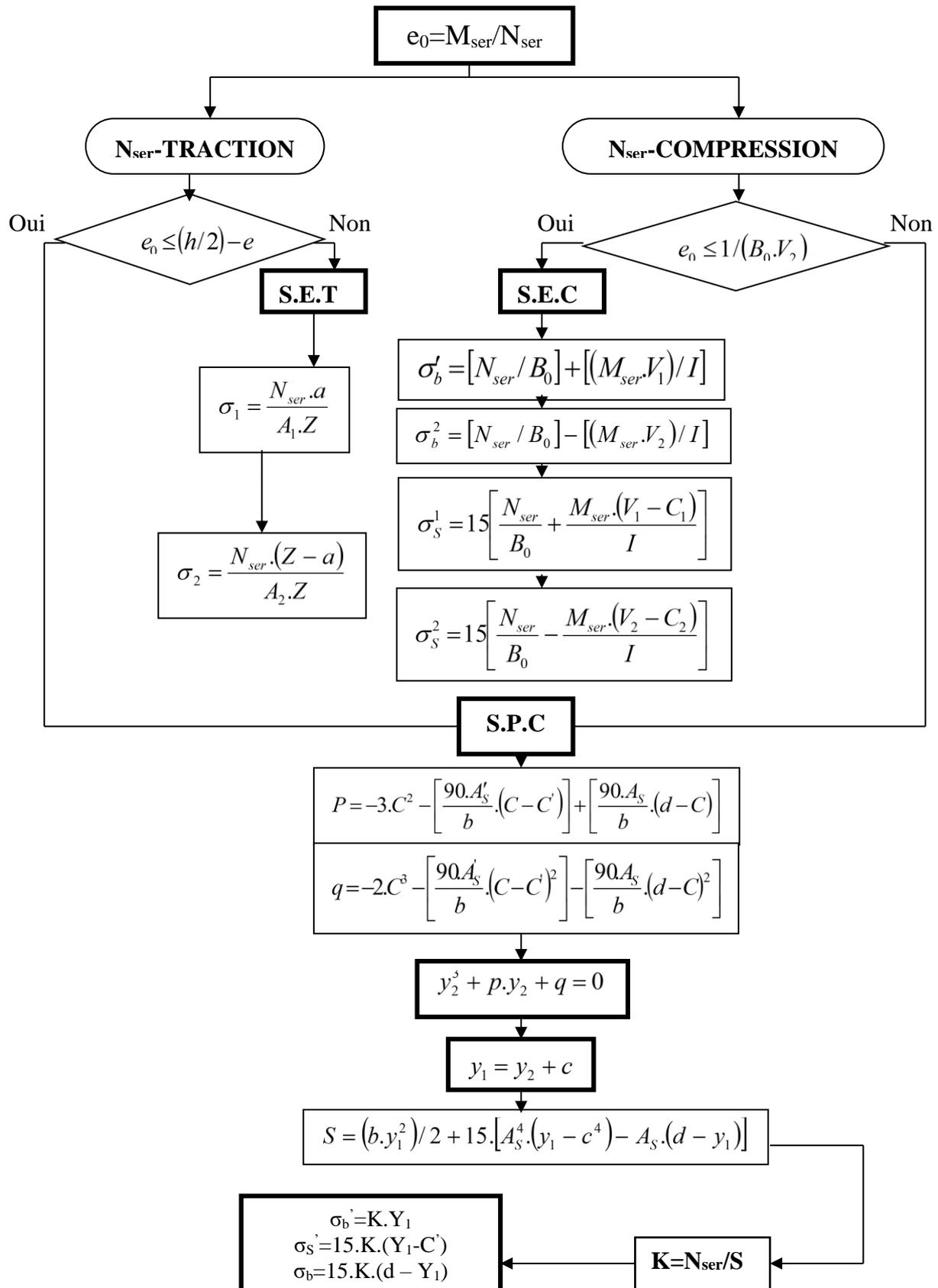
- 6.CSI SAP2000 structural analysis & design 2014
- 7.AutoCAD 2019
- 8.Application SOCOTEC BaelR version 1.02.035
- 9.Application SOCOTEC BaelT version 1.02.035
- 10.Microsoft Office Excel 2013.
- 11.Microsoft Office Word 2013.
- 12.MDsolid 4.0

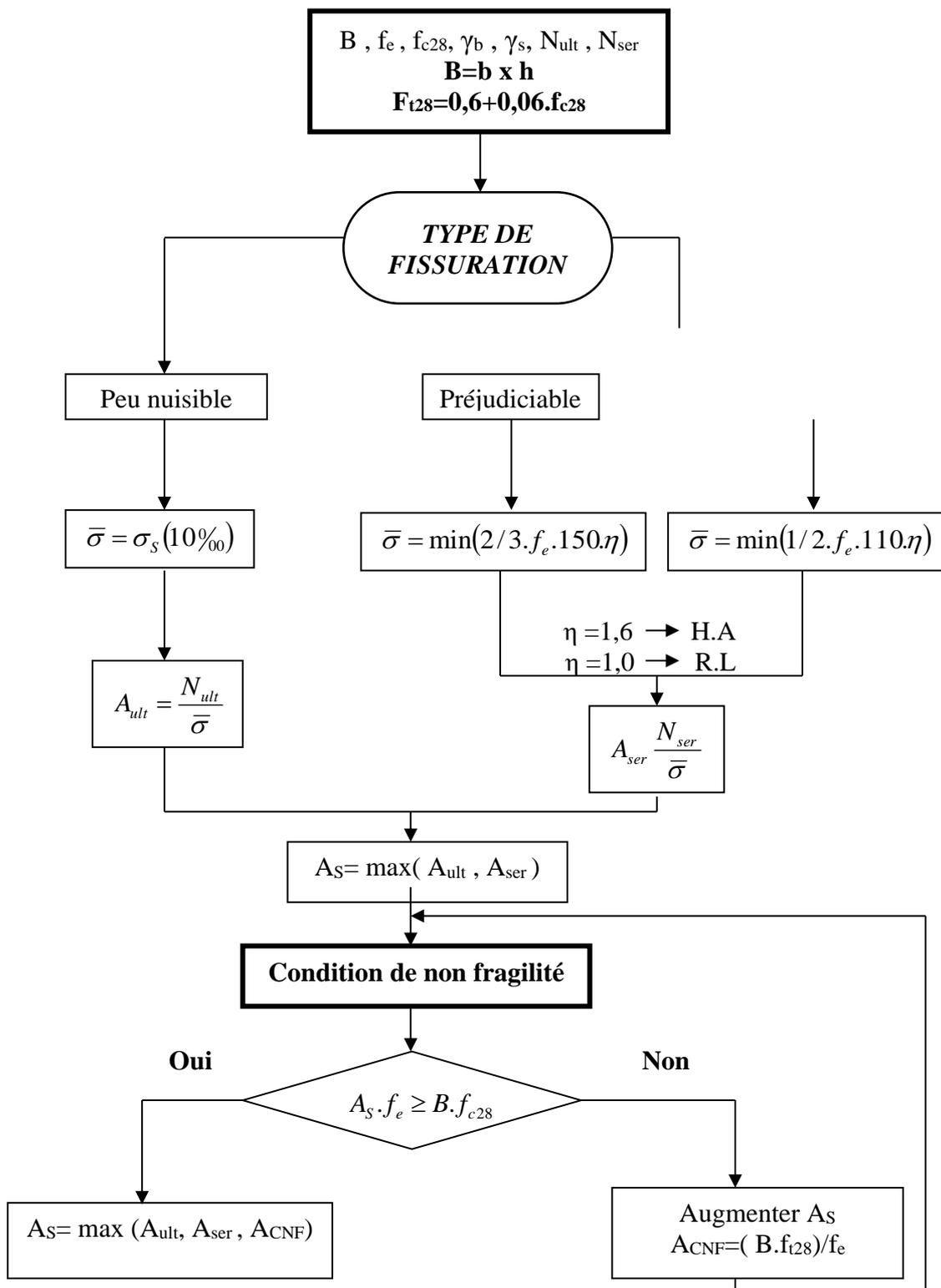
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S****ORGANIGRAMME-IV-**

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

**ORGANIGRAMME -V-****TRACTION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -VI-****CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

