

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1



**Faculté de Technologie Département de
Génie Civil**

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Matériaux en Génie Civil.

Thème :

Étude d'une structure à usage bureau (R+8+1sous-sol) en béton armé
contreventé par des voiles

Encadré par :

- Promotrice : Mme MEGUENNI KARIMA
- Co promotrice : Mme ZERDAZI MADINA

Réalisé Par :

- KRAI HADIL
- SI MOHAMED ABDELMALEK

2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

يهدف هذا المشروع لدراسة تقنية لمبنى تجاري مكون من طابق ارضي + سبعة طوابق مع طابق تقني + طابق سفلي. المتمركز في ولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ستة. وفقا للمعايير القوانين البنائية السارية في الجزائر:

RPA2024, BAEL99, CBA93

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات الافقية والعمودية مضمونة بواسطة العارضات، الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة، تم اجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج الي **ETABS22.3**

تسليح العناصر الحاملة والمقاومة (الاعمدة، الكمرات والجدران) ببرنامج

“SOCOTEC”

دراسة الطابق التحت ارضي (السفلي) مرحلة من مراحل المشروع.

RESUME

Ce projet a pour objectif la réalisation d'une étude technique portant sur une structure à usage commercial, composé d'un rez-de-chaussée, de 07 étages courants, d'un étage technique ainsi que d'un sous-sol. L'usage est implanté dans la wilaya de Blida, classée en zone sismique VII, selon le zonage national.

L'étude est menée conformément aux normes et règlements de construction en vigueur en Algérie : ***RPA2024, BAEL99, CBA93***

La résistance et la stabilité de la structure vis-à-vis des charges horizontales et verticales sont assurées par les poutres, les poteaux et les voiles, tous réalisés en béton armé.

L'analyse dynamique de la structure a été effectuée à l'aide du logiciel ***ETABS22.03***

Tandis que le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) a été réalisé à l'aide du logiciel ***SOCOTEC***.

Enfin, l'étude du sous-sol constitue une étape importante de ce projet.

ABSTRACT

The objective of this project is to carry out a technical study of a building for office use consisting of a ground floor, seven standard floors, a technical floor, and a basement. The building is located in the Wilaya of Blida, classified as seismic zone VII according to the national zoning.

The study is conducted in accordance with the construction standards and regulations in Algeria: ***RPA2024, BAEL99, CBA93***

The strength and stability of the structure against horizontal and vertical loads are ensured by beams, columns, and shear walls, all made of reinforced concrete.

The dynamic analysis of the building was performed using ETABS22.03, while the reinforcement detailing of the structural elements (columns, beams, and walls) was carried out using SOCOTEC software.

Finally, the study of the basement constitutes an important phase of this project.

REMERCIEMENTS

Chaque grâce dans ce monde provient de Tout-Puissant créateur. Nous exprimons nos profondes gratitude à Allah, pour nous avoir donné le courage, la volanté et la force pour entreprendre et mener à bien ce mémoire. Il ne nous reste plus qu'à dire, grâce à Dieu, que nous sommes arrivés au jour où nous avons récolté les fruits d'années d'études et de travail acharné.

Nos remerciements les plus sincères vont à Prof. Maguenni Karima, notre encadreur, pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son accompagnement rigoureux tout au long de ce travail. Sa bienveillance et son professionnalisme ont grandement contribué à la réussite de ce projet.

Nos remerciements vont également à Melle Zerdazi Madina, pour sa patience et son soutien constant.

Nous tenons à remercier les membres du jury, ainsi que l'ensemble du corps enseignant du département de Génie Civil, pour la qualité de l'enseignement dispensé tout au long de notre formation.

Un grand merci aux ingénieurs de BREP, pour leur collaboration et leur disponibilité.

Enfin, nous dédions ce travail à nos familles, et tout particulièrement à nos parents, pour leur amour inconditionnel, leur patience et leur soutien indéfectible tout au long de ce parcours.

DEDICACE

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

À la personne qui m'a soutenu toute ma vie. Il a été mon refuge et mon abri.

Il est mon trésor à « Mon père ».

A mon bonheur et la lumière de mon chemin « Ma très chère mère ».

A mes chers frères « RIADH et FAYEZ ».

Mes chers sœurs « KHOULOUUD et F. ZAHRA ».

A « SI MOHAMED ABDELMALEK » mon binôme.

Mes amis avec qui j'ai partagés de longues années d'amitié « YASMINE, NESRINE, AYA et BADRO ». Et à tous mes amis qui je n'ai pas cite leur nom.

A tous mes amis du département, spécialement pour les sections « GENIE DES MATERIEUX » et « GENIE DES STRUCTURES ».

A tous mes enseignants au département de Génie Civil.

KRAI HADIL

DEDICACE

A mon modèle de sacrifice, d'amour et de générosité à ma très chère maman

« FATIHA » que je l'aime.

A mon modèle de vie très cher père « LARBI »

A mes chers frères

A mes très chères sœurs et ma nièce « MARAM »

A mes collègues et amis pour leur soutien moral et leur camaraderie durant cette période.

Une spéciale dédicace pour mon binôme « HADIL » qui a partagé ce travail avec moi dans
les bons et mauvais moments.

Sans oublier toute la promotion 2025.

SI MOHAMED ABDELMALEK

LISTE DES SYMBOLES

- * **A** : Coefficient d'accélération de la 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.
- * **$\varnothing$** : Diamètre des armatures, mode propre.
- * **φ** : Angle de frottement.
- * **C** : Cohésion.
- * **$\bar{q}$** : Capacité portante admissible.
- * **Q** : Charge d'exploitation.
- * **σ_s** : Contrainte de consolidation.
- * **C_c** : Coefficient de compression.
- * **C_s** : Coefficient de sur consolidation.
- * **K_t** : Facteur de terrain.
- * **Z_0** : Paramètre de rugosité.
- * **Z_{min}** : Hauteur minimale.
- * **C_r** : Coefficient de rugosité.
- * **C_t** : Coefficient de topographie.
- * **C_d** : Coefficient dynamique.
- * **C_e** : Coefficient d'exposition.

- * C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- * C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- * C_p : Coefficient de pression nette.
- * q_{dyn} : Pression dynamique.
- * $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- * q_j : Pression dû au vent.
- * F_{fr} : Force de frottement.
- * R : Force résultante.
- * 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.
- * $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier
- * $\overline{\sigma_{bc}}$: 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_{moy} : Contrainte moyenne.
- * G : Charge permanente.
- * ζ : Déformation relative.

- * V_0 : Effort tranchant à 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 : Élanement.
- * e : Épaisseur, indice des vides.
- * N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- * F : Force concentrée.
- * f : Flèche.
- * $\bar{f}$: Flèche admissible.
- * D : Fiche d'ancrage.
- * L : Longueur ou portée.
- * L_f : Longueur de flambement.
- * I_p : Indice de plasticité.
- * I_c : Indice de consistance.
- * W : Teneur en eau, poids total de la structure.

- * S_r : Degré de saturation.
- * γ_d : Poids volumique sèche.
- * γ_h : Poids volumique saturé.
- * W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- * W_L : Limite de liquidité.
- * W_p : Limite de plasticité.
- * 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_o : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres. Moment à 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'âge.
- * f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.
- * f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- * K : Coefficient de raideur de sol.
- * S_c : Tassement œdométrique.
- * S_c^T : Tassement totale.
- * S_c^{adm} : Tassement admissible.
- * 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 : Composition du plancher en corps creux.	20
Tableau II.2 : composition du plancher courant	21
Tableau II.3 : composition de mur extérieur	22
Tableau II.4 : prédimensionnement des poutres.	23
Tableau II.5 : La loi de dégressions.	27
Tableau II.6 : La descente de charge du poteau centrale.	29
Tableau II.7 : Calcul et vérification du poteau central.	28
Tableau II.8 : La descente de charge de verticales du poteau d'angle.	30
Tableau II.9 : Calcul et vérification du poteau d'angle	31
Tableau II.10 : La descente de charge du poteau de rive.	34
Tableau II.11 : Calcul et vérification du poteau de rive	35
Tableau II.12: Récapitulatif de la section des poteaux	36
Tableau III.1 : Charge permanente de la palliasse	40
Tableau III.2 : Charge permanente du palier	40
Tableau III.3 : Résultats de l'évaluation des charges permanente	41
Tableau III.4 : Calcul des armatures	42
Tableau III.5 : Vérification de la compression du béton	44
Tableau III.6 : Calcul de la flèche	45
Tableau III.7 : Vérification de la flèche due aux déformations	45
Tableau III.8 : Vérification de l'acrotère à ELS.	50

Tableau III.9 : Évaluation des charges et surcharges de poutrelles.	55
Tableau III.10 : Ferrailage de plancher	60
Tableau III.11 : Vérification des contraintes	62
Tableau III.12 : Calcul de la flèche	64
Tableau III.13 : Vérification de la flèche due aux déformations	63
Tableau III.14 : Charge permanente (Charge du balcon).	63
Tableau III.15: Charge concentrée de garde-corps	64
Tableau III.16 : Résultat d'évaluation des charges.	64
Tableau III.17 : Résultat d'évaluation des charges.	65
Tableau III.18 : Ferrailage de balcon	65
Tableau III.19 : Vérification des contraintes	67
Tableau III.20 : Calcul de la flèche	69
Tableau III.21 : Vérification de la flèche due aux déformations	69
Tableau IV.1 : Valeur des pondérations P_q	76
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial	78
Tableau IV.3 : Dimensions des voiles	80
Tableau IV.4 : Participation massique du modèle final	81
Tableau IV.5 : Résultats de la force sismique V_{xy}	82
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à ma base	82
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit	82
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X	83
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y	84

Tableau IV.10 : Valeurs du coefficient de comportement Ψ , la charge d'exploitation Q	85
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ inter étages sens X-X	85
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y	86
Tableau IV.13 : Vérification de facteur de comportement R.	86
Tableau V.1 : Caractéristique du béton et de l'acier.	79
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).	79
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).	91
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).	93
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).	94
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).	94
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).	95
Tableau V.8 : Choix des armatures des poteaux	95
Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}$, M^{corr}).	96
Tableau V.10 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}$, M^{corr}).	97
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr} , $M^{\max}$).	99
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	101
Tableau V.13 : Espacement maximale selon <i>RPA2024</i> des poteaux carrés.	101
Tableau V.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	108
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (30×45).	108
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (30×45).	109
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres non - porteuses (30×40).	109
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres non - porteuses (30×40).	111

Tableau V.19 : choix des armatures la poutre porteuse (30×45).	111
Tableau V.20 : choix des armatures la poutre non- porteuse (30×40)	112
Tableau V.21 : Vérification de la condition de non fragilité	112
Tableau V.22 : Vérification des contraintes pour les poutres porteuses à l'ELS	112
Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poutres non-porteuse à l'ELS	113
Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres poteuses	113
Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres non-poteuses.	114
Tableau V.26 : Calcul des armatures transversales.	116
Tableau V.27 : vérification de la flèche	117
Tableau V.28 : les sollicitations des voiles.	120
Tableau V.29 : Vérification des moments fléchissant.	122
Tableau V.30 : Vérification de l'âme.	125
Tableau V.31 : Vérifications de ferrailage des voiles.	127
Tableau V.32 : Vérification de la condition de ductilité locale 01.	130
Tableau V.33 : Vérification de la condition de ductilité locale 02.	131
Tableau VI.1 : Efforts normaux et moments appliqués sur les fondations.	135
Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques du radier.	141
Tableau VI.3 : Contrainte sous le radier à l'ELU.	144
Tableau VI.4 : Contrainte sous le radier à l'ELS.	144
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.	146

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.	146
Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.	147
Tableau VI.8 : Vérification la condition non fragilité CNF.	147
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.	148
Tableau VI.10 : Ferrailage du nervure sens x-x.	149
Tableau VI.11 : Ferrailage du nervure sens y-y.	149
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.	150

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Site du projet.	04
Figure I.2 : Façade principale.	05
Figure I.3 : Façade postérieur.	05
Figure I.4 : Façade intérieur.	06
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU.	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS.	12
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS.	14
Figure II.1 : Dalle en corps creux.	18
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	20
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	21
Figure II.5 : Constitution du mur extérieur	21
Figure II.6 : La section d'une poutre.	23
Figure II.7 : Vue en plan des poutres	24
Figure II.8 : Schéma de voile	25
Figure II.9 : Disposition des poteaux	26
Figure II.10 : Poteau centrale	28
Figure II.11 : Poteau de rive	31
Figure II.12 : Poteau d'angle	33
Figure III.1 : Schéma statique de l'escalier	36
Figure III.2 : Schéma statique d'une volée	37
Figure III.3 : Schéma statique à ELU	41

Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant à ELU	41
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchant à ELU	42
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à ELS	42
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELS	42
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier	46
Figure III.9 : Coupe verticale de l'acrotère	46
Figure III.10 : Schéma statique de l'acrotère	49
Figure III.11 : Section de calcul de l'acrotère.	50
Figure III.12 : Ferrailage de l'acrotère.	52
Figure III.13 : Coupe de plancher en corps creux.	53
Figure III.14 : Schéma de poutrelles	56
Figure III.15 : Schéma statique de la poutrelle à ELU	57
Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchants à ELU.	57
Figure III.17 : Diagrammes des Moments fléchissant à ELU.	58
Figure III.18 : Schéma statique de la poutrelle à ELS	58
Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants à ELS.	59
Figure III.20 : Diagrammes des Moments fléchissant à ELS.	59
Figure III.21 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travée et appuis.	60
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de balcon.	66
Figure IV.1 : Spectre de réponse horizontal.	74
Figure IV.2 : Spectre de réponse.	76
Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle initial	77
Figure IV.4 : Vue en plan du modèle initial d'étage courant	78
Figure IV.5 : Vue en plan de plancher terrasse	78
Figure IV.6 : Vue en plan 3D du modèle final.	79

Figure IV.7 : Vue en plan d'étage courant.	80
Figure IV.8 : Vue en plan de plancher Terrasse.	80
Figure V.1 : Schéma de ferrailage pour tous les poteaux.	116
Figure V.2 : Disposition des voiles.	120
Figure V.3 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.	121
Figure V.4 : Elément de rive d'un voile.	124
Figure V.5 : Enveloppe de calcul de l'effort tranchant.	126
Figures VI.1 : Semelle isolée sous poteau.	135
Figures VI.2 : Radier générale.	136
Figures VI.3 : Schéma statique à l'ELU.	137
Figures VI.4 : Schéma statique de la structure.	141
Figures VI.5 : Contrainte sous le radier.	143
Figures VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier	147

TABLE DES MATIERS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

DEDICACE

LISTE DES SYMBOLES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

TABLES DES MATIERES

PLANS

INTRODUCTION GENERALE 01

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction 04

I.2. Présentation de l'ouvrage 04

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage 04

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 06

I.5. Éléments constituant de la structure 07

I.6. Données de site 08

I.7. Règlement utilisée 08

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux 09

I.8.1 Béton 09

I.8.1.1 Composition du béton 09

I.8.1.2 Résistance du béton	10
I.8.1.3 Module de déformation longitudinale	10
I.8.2 Acier	12
I.1.2.1 Limites élastiques	13
I.1.2.2 Contraintes de calcul	13
I.9. Hypothèses de calcul	14
I.10. Hypothèses de calcul	15
I.10.1 Hypothèse de calcul à ELU	15
I.10.2 Hypothèse de calcul à ELS	15
CHAPITRE II : PRE DIMENSOINEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnement des planchers	17
II.4.1 Plancher à corps creux	17
II.3. Balcon	18
II.4. Évaluation des charges permanente et surcharges d'exploitation	18
II.4.1 Plancher terrasse inaccessible	19
II.4.2 Plancher étage courant	20
II.4.3 Maçonnerie	20
II.5. Prédimensionnement des poutres	21
II.5.1 Poutre principale et secondaire	22
II.5.2 Poutre chaînage	23
II.6. Voile	23
II.7. Prédimensionnement des poteaux	24
II.7.1 Calcul des sections des poteaux	24
II.7.2 La loi de dégression	25

II.7.3 Descente de charge	26
II.7.3.1 Poteau central	26
II.7.3.2 Poteau d'angle	28
II.7.3.3 Poteau de rive	31
II.7.3 Choix final de la section des poteaux	36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.

III .1 Introduction	36
III.2 Escaliers	36
III.2.1 Définition les éléments d'un escalier	38
III.2.2 Évaluation des charges et des surcharges	40
III.2.3 Calcul des armatures	42
III.2.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	44
III.2.5 Vérification des armatures transversales	44
III.2.6 Vérification de la flèche	45
III.3 Acrotère	46
III.3.1 Évaluation des charges appliquées sur l'acrotère	47
III.3.1 Évaluation des charges	47
III.3.2 Calcul des efforts	48
III.3.3 Ferrailage de l'acrotère	48
III.4 Plancher :	51
III.4.1 Plancher en corps creux	51
III.4.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles	52
III.4.2.2 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles	52
III.4.2.3 Méthode de calcul	53

III.4.2.4 Les différents type de poutrelles	53
III.4.2.5 Calcul des poutrelles	53
III.4.2.6 Ferrailage	54
III.4.2.7 Combinaison des charges	55
III.4.2.8 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	56
III.4.2.9 Méthode de Caquot	57
III.4.2.10 Vérification de la section d'acier	60
III.4.2.11 Vérification de la flèche	62
III.5. Balcon	63
III.5.1 Évaluation des charges	63
III.5.2 Combinaison des charges	64
III.5.3 Calcul des efforts internes	64
III.5.4 Calcul de ferrailage	65
III.5.5 Vérification de la flèche	67
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE	
IV.1 Introduction	70
IV.2 Étude dynamique	70
IV.2.1 Modélisation de rigidité	70
IV.2.2 Modélisation de la masse	71
IV.3 Choix de la méthode de calcul	71
IV.3.1 Méthode statique équivalente	72
IV.3.2 Méthode nodale spectrale	72
IV.3.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	75
IV.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure	77

IV.4 Résultats de l'analyse sismique	77
IV.4.1 Modèle initial	77
IV.4.2 Caractéristique dynamique propres de modèle initial	78
IV.4.3 Constatation	78
IV.5 Disposition des voiles de contreventement	79
IV.5.1 Modèle initial	79
IV.5.2 Caractéristique dynamique propres de modèle initial.	81
IV.5.3 Constatation	81
IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base	81
IV.7 Vérification de l'effort normal réduit	82
IV.8 Vérification des déplacements	83
IV.9 Vérification de l'effet P-Δ	84
IV.10 Vérification de facteur de comportement R	86
Conclusion	87

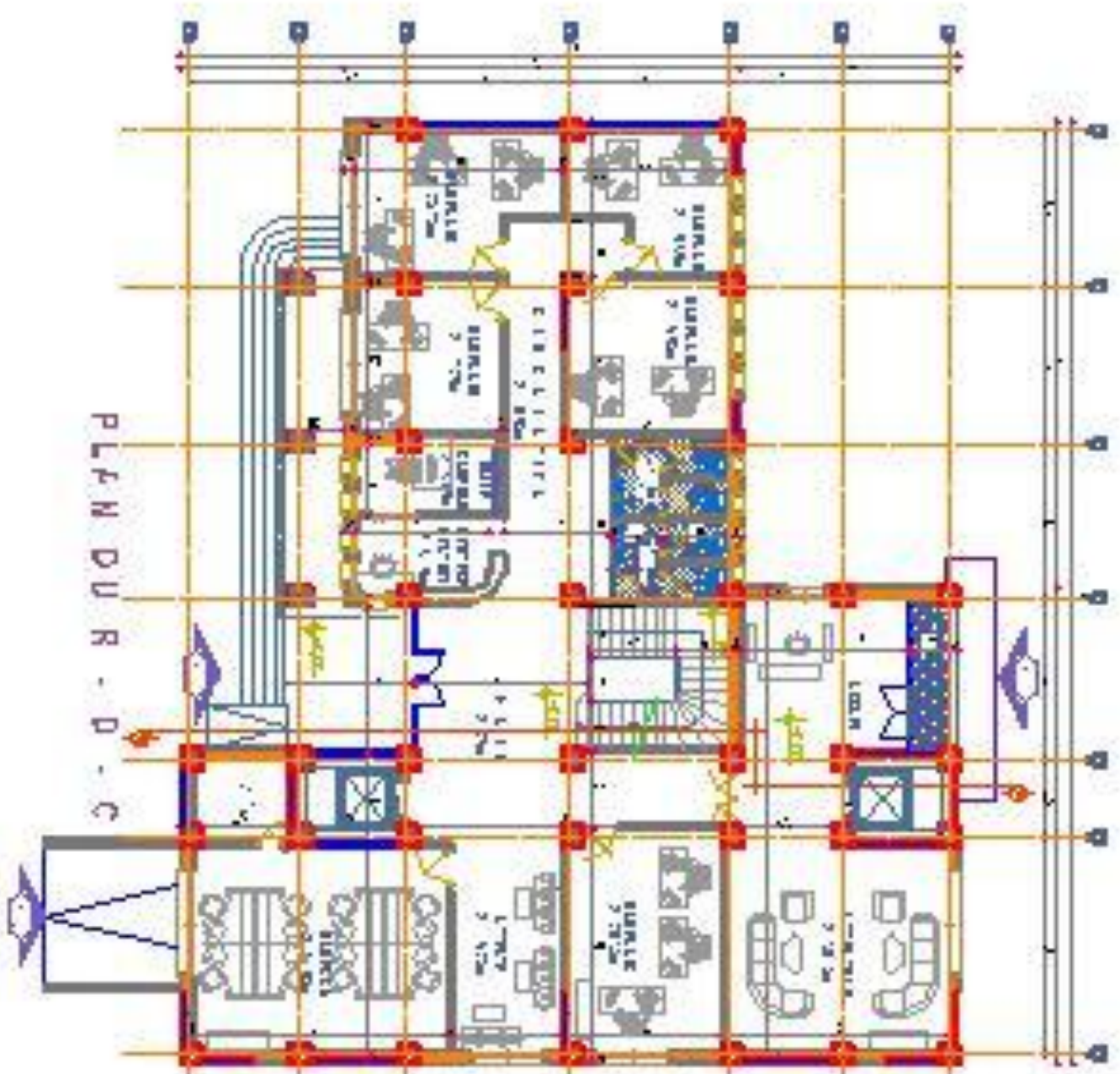
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

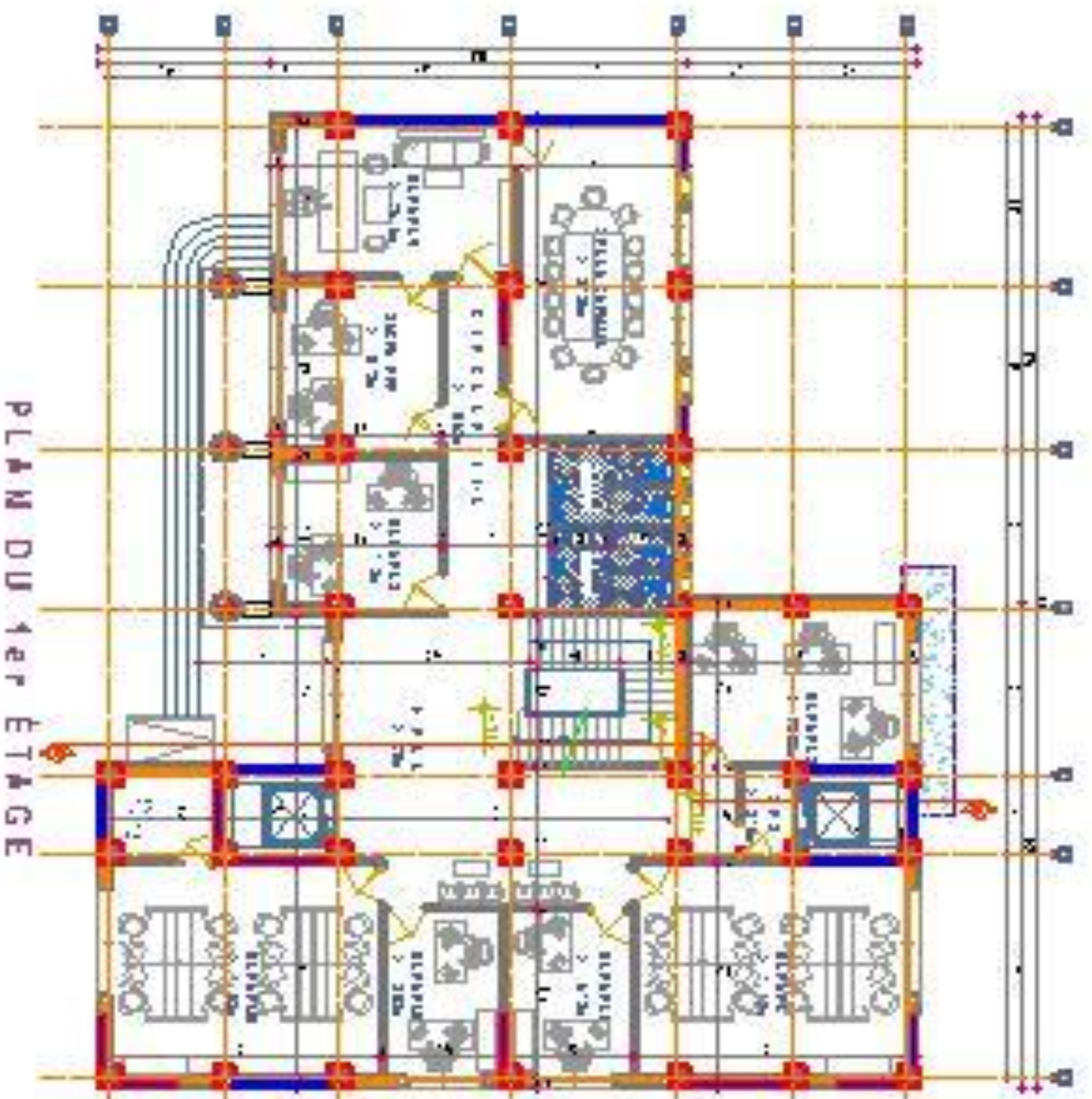
V.1 Introduction	89
V.2 Ferrailage des poteaux	89
V.2.1 Introduction	89
V.2.2 Combinaison d'action	90
V.2.3 Recommandations selon RPA2024	90
V.2.4 Méthode de calcul	92
V.2.5 Ferrailage de poteaux	93

V.2.6 Choix des armatures	95
V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	95
V.2.8 Vérification de l'effort tranchant	98
V.2.9 Ferrailage transversal des poteaux	99
V.2.10 Longueur de recouvrement	101
V.2.11 Ferrailage des poteaux de sous-sol	102
V.2.12 Schéma de ferrailage des poteaux	104
V.3 Ferrailage des poutres	106
V.3.1 Introduction	106
V.3.2 Recommandations selon RPA2024	106
V.3.3 Calcul de ferrailage	107
V.3.4 Les poutres principales	108
V.3.5 Les poutres secondaires	108
V.3.6 Choix des armatures	110
V.3.7 Condition de non fragilité	110
V.3.8 Vérification vis à vis de l'ELS	111
V.3.9 Vérification de l'effort tranchant	112
V.3.10 Calcul des armatures transversales	113
V.3.11 Recouvrement des armatures longitudinales	115
V.3.12 Vérification de la flèche	115
V.3.13 Schéma de ferrailage des poutres	116
V.4 Ferrailage des voiles	118
V.4.1 Introduction	118

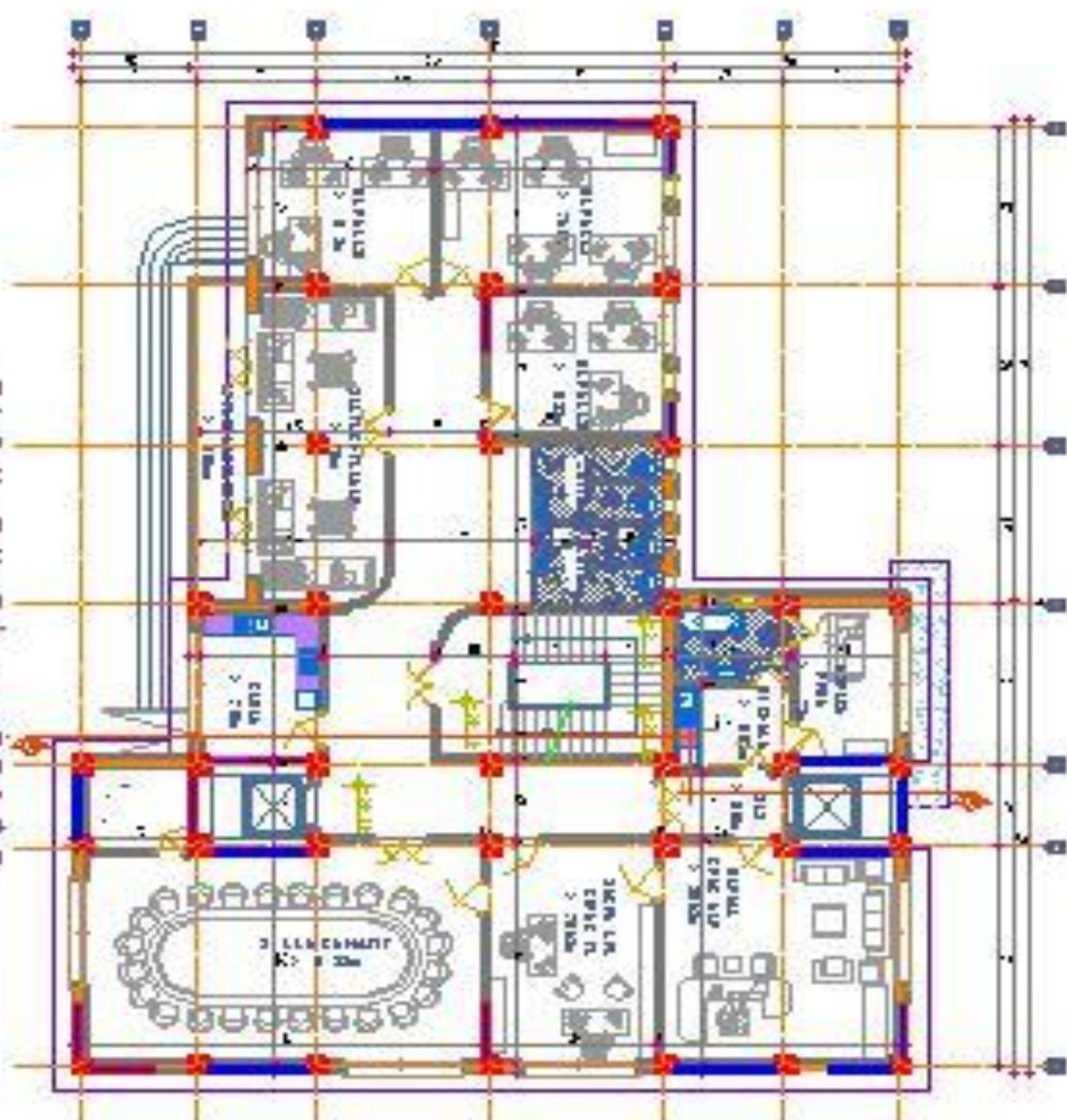
V.4.2 Sollicitations de calcul	119
V.4.3 Ferrailage des voiles	120
V.4.3.1 Disposition générale	120
V.4.3.2 Ferrailage des éléments de rive	122
V.4.3.3 Ferrailage de l'âme	123
V.4.4 Condition de ductilité locale	126
V.4.5 Schéma de ferrailage des voiles	130
CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS	
VI.1 Introduction	133
VI.2 Facteurs intervenant dans le calcul des fondations	133
VI.3 Calcul des fondations	133
VI.3.1 Semelles isolées	133
VI.3.2 Semelle filante	135
VI.3.3 Radier générale	136
VI.3.3.1 Surface de radier	136
VI.3.3.2 Prédimensionnement de radier	137
VI.3.3.3 Caractéristiques géométriques	139
VI.4 Vérifications nécessaires	140
VI.4.1 Vérification de la stabilité du radier	140
VI.4.2 Vérification des Contraintes sous le Radier	141
VI.4.3 Ferrailage du radier	144
VI.4.3.1 Ferrailage de la dalle de radier	144
VI.4.4 Condition de non fragilité	146

VI.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS	150
VI.4.6 Schéma de ferrailage de la dalle de radier	151
VI.5 Ferrailage des nervures	151
VI.5.1 Condition de non fragilité	152
VI.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS	152
VI.5.3 Armatures de peau	153
VI.5.4 Schéma de ferrailage de nervure	154

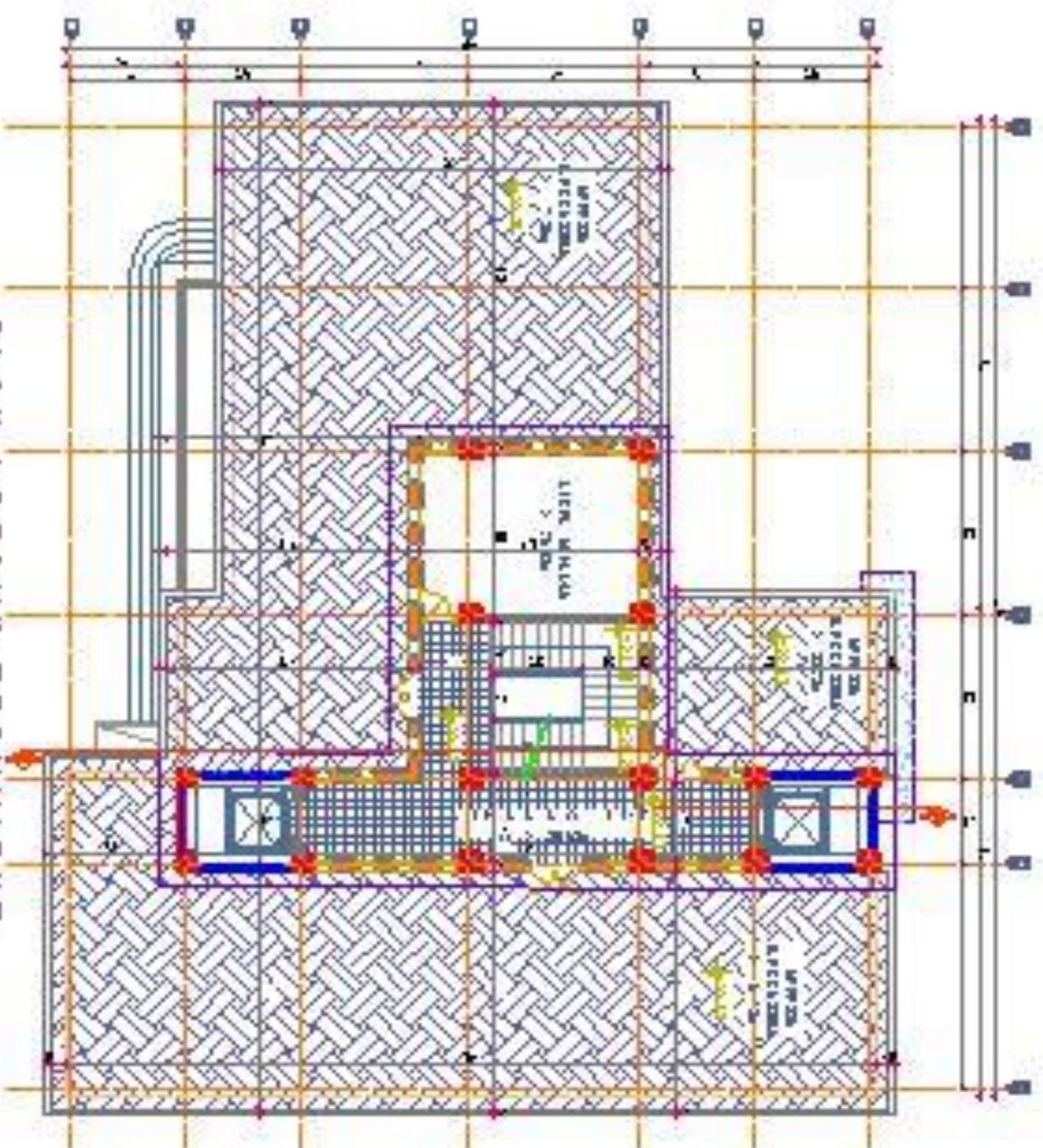




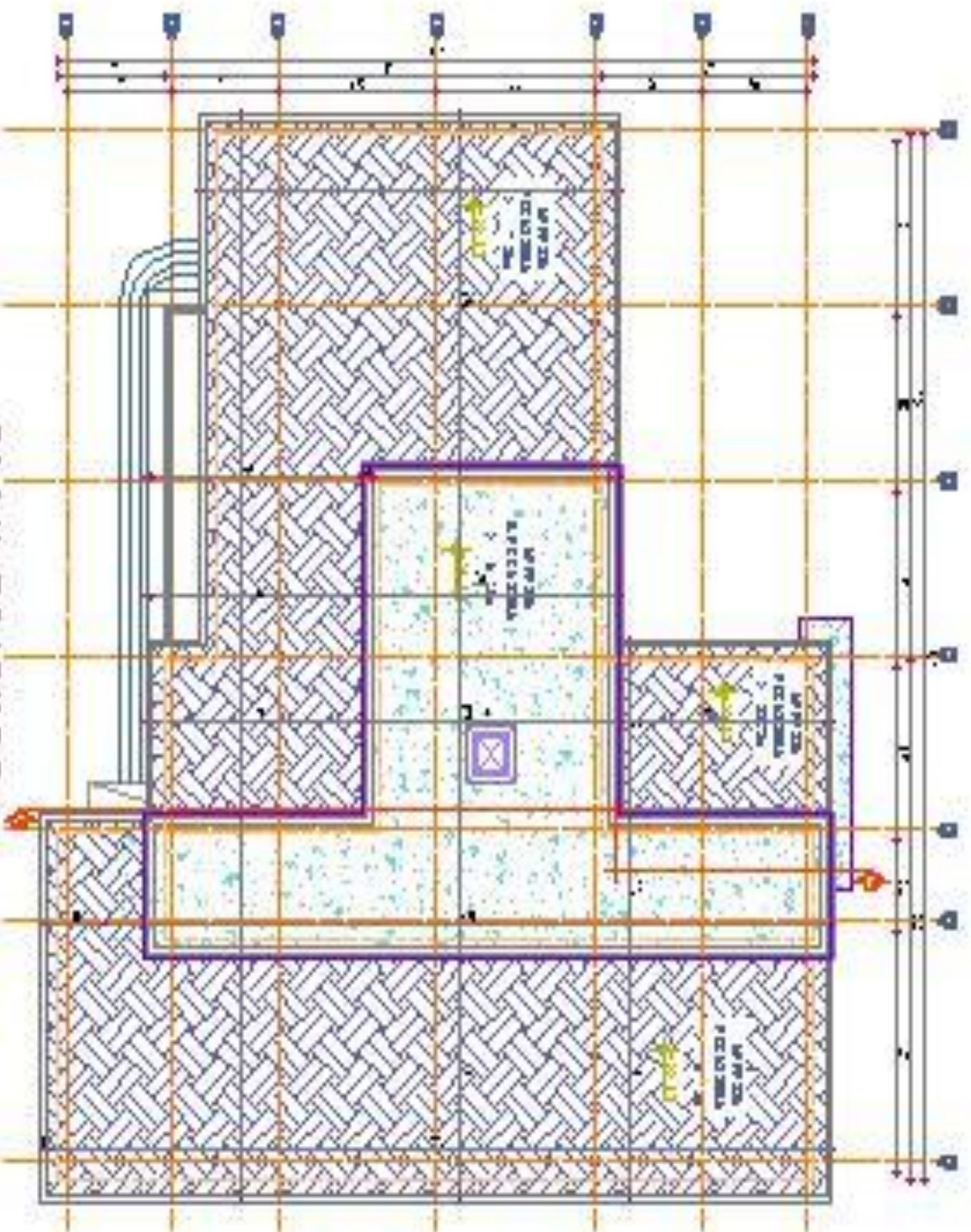
PLAN DU 7^{ème} ÉTAGE

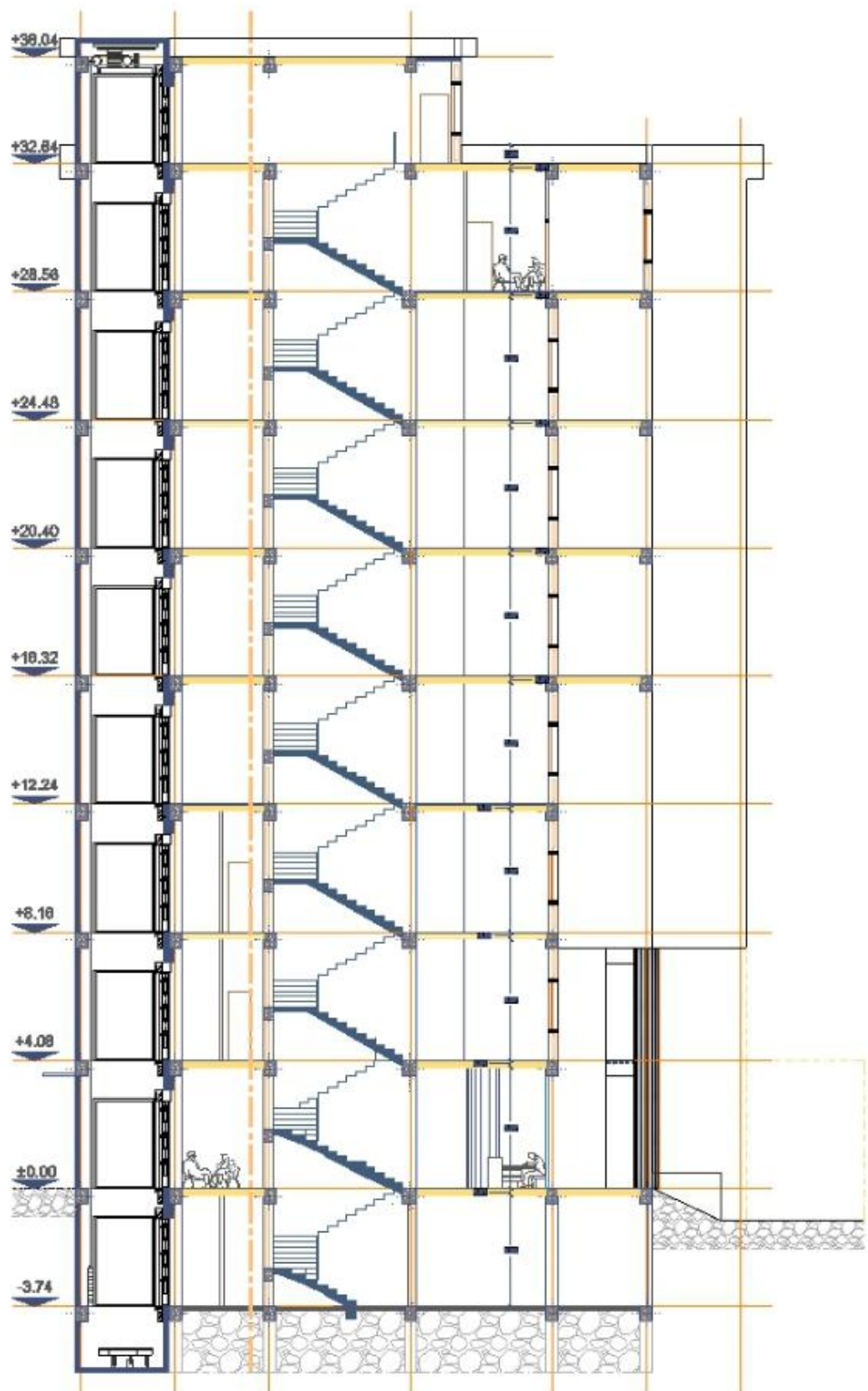


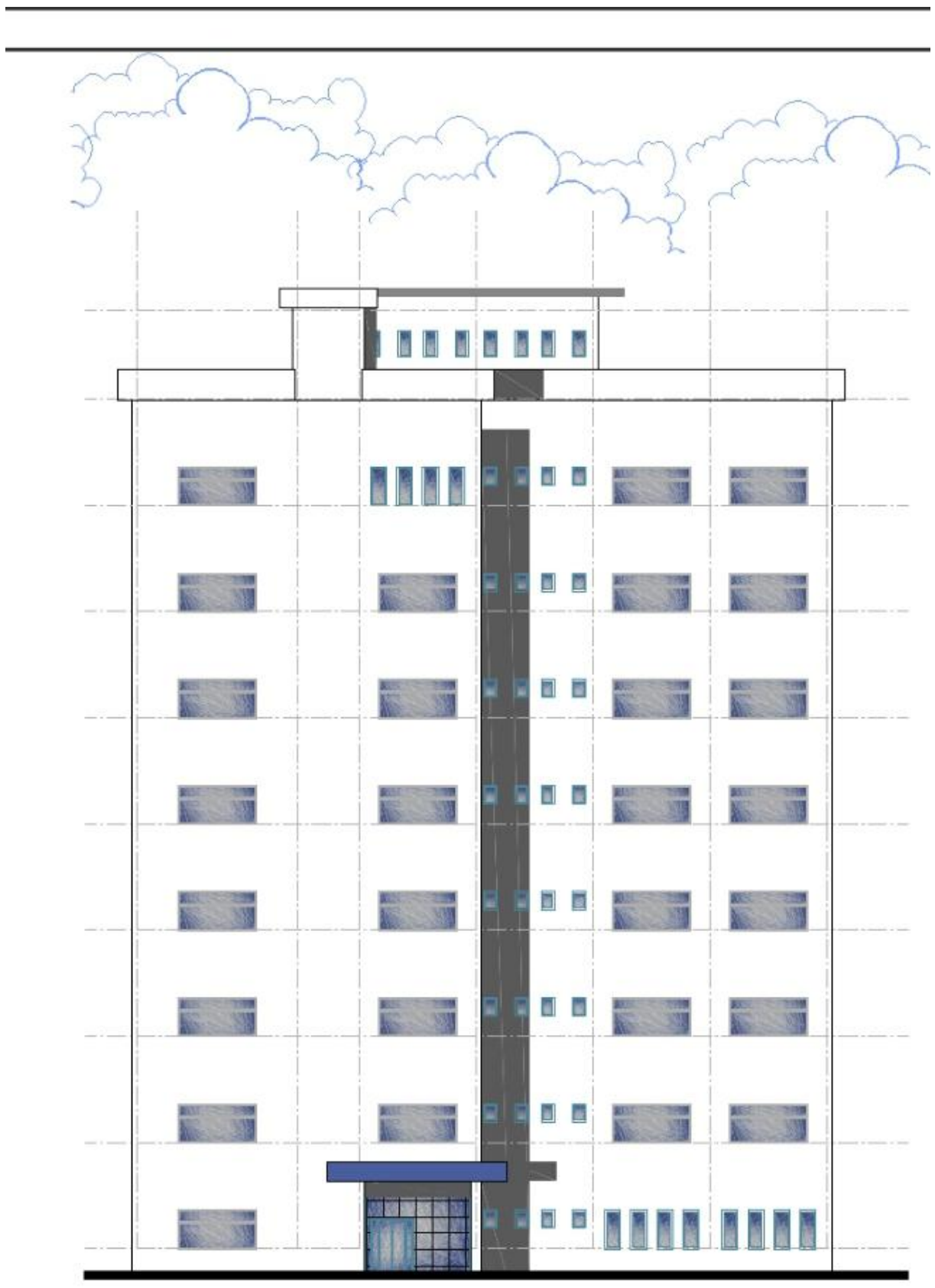
PLAN LOCKUP TECHNIQUE

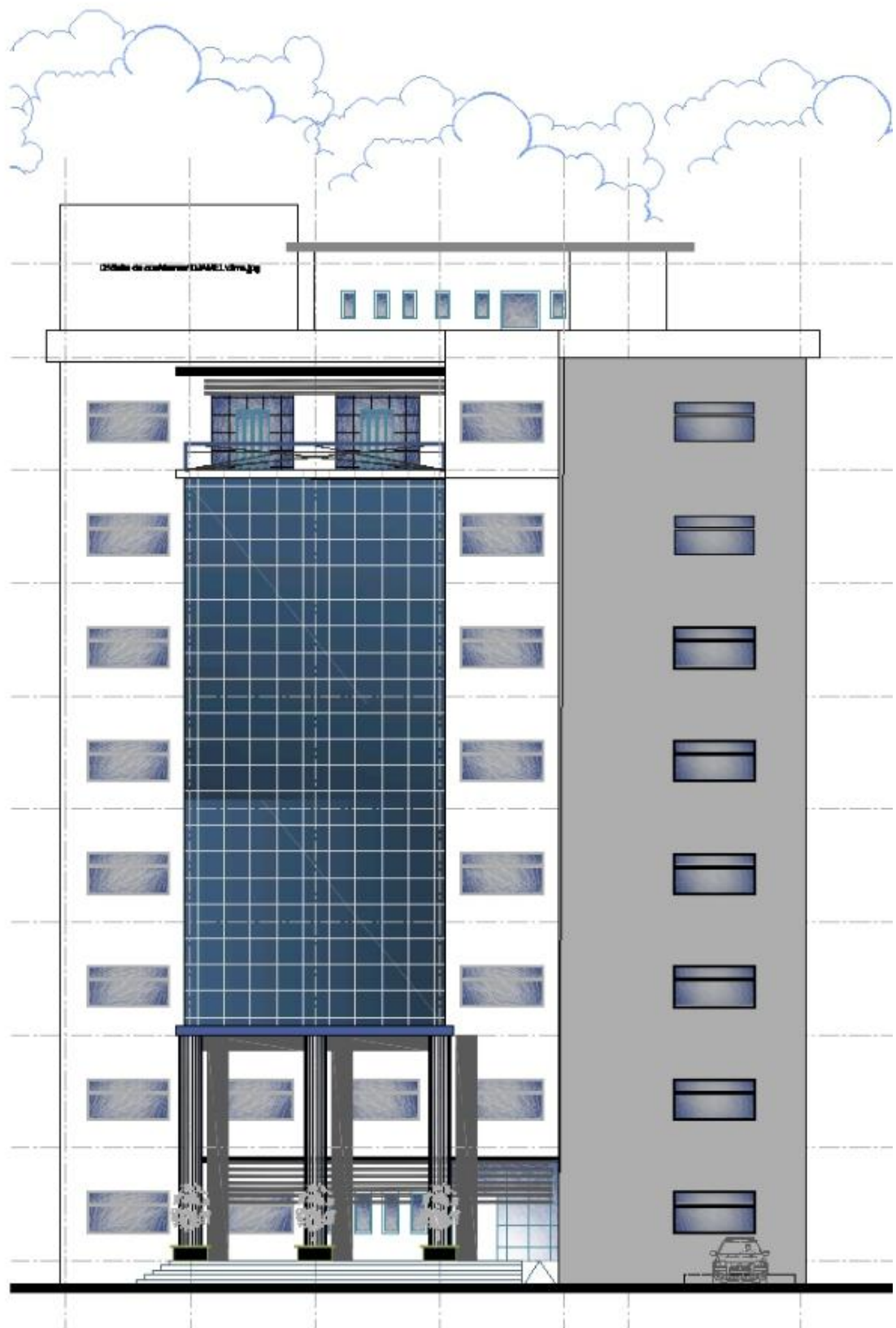


PLAN TOITURE









INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil regroupe l'ensemble des techniques liées à la conception, à la réalisation, à l'exploitation et à la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures urbaines. Les ingénieurs civils interviennent à chaque étape de ces projets, assurant leur gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en garantissant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Un ouvrage doit être conçu de manière à présenter, tout au long de sa durée de vie, une sécurité adéquate vis-à-vis du risque de ruine, ainsi qu'un comportement satisfaisant en service en termes de durabilité, d'aspect architectural et de confort des usagers.

Pour atteindre ces objectifs, l'ingénieur ne peut se limiter à l'application stricte des règlements : une compréhension approfondie des facteurs influençant le comportement structurel est essentielle. Les différentes études et règlements proposent plusieurs systèmes de contreventement, dont le rôle est de minimiser les déplacements, de limiter les effets de torsion, et d'assurer une dissipation efficace des efforts.

Le choix d'un système de contreventement dépend de plusieurs paramètres, notamment la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Aujourd'hui, les ingénieurs disposent de nombreux outils informatiques et logiciels de calcul, permettant une modélisation rapide et précise des structures selon la méthode des éléments finis, largement adoptée dans le domaine du génie civil.

Dans le cadre de notre projet, portant sur un bâtiment de bureaux en R+8, la structure est soumise à l'action sismique définie par le spectre de réponse du Règlement Parasismique Algérien (**RPA2024**). La réponse de la structure a été évaluée à l'aide du logiciel **ETABS22.3**, permettant une modélisation fidèle et une analyse dynamique conforme aux exigences réglementaires.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre qui consacre pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.

- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique en zone sismique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, on termine par une conclusion générale qui synthétise le travail.

La durabilité des constructions en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres dont le plus fréquent est la corrosion des armatures apparaissent dans le béton de ces structures. Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles, ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la durabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine.

Bien conçu et mis en œuvre suivant les règles de l'art, le béton offre aux armatures une protection à la fois physique et chimique. L'enrobage assure la protection physique en jouant un rôle de barrière vis-à-vis de l'environnement. Sa qualité (compacité, teneur en ciment, imperméabilité...etc.) et son épaisseur (3cm en milieu non agressif et 5cm en milieu marin) sont des facteurs essentiels à la bonne tenue des armatures face à la corrosion.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

Ce chapitre s'est intéressé à l'étude les principales du projet par présentation des données caractéristiques du projet, les données géométriques, la situation et les dimensions. Ainsi que les matériaux utilisés avec leurs caractéristiques.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un usage bureautique en portique voile. L'ouvrage sera implanté à Beni Marek Khezrouna, la wilaya de Blida qui est considérée par le (**RPA2024**) comme une zone sismique (**zone VI**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant non-symétrie d'importance moyenne (**groupe 2**) car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- BAEL 91.
- RPA2024.
- CBA 93.



Figure I.1 : Site du projet.

I.3 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage bureautique que nous présentons est composé de :

- Un RDC + 7 étages à usage des bureaux.

- 1 sous-sol.
- 1 étage technique.
- Terrasse inaccessible.

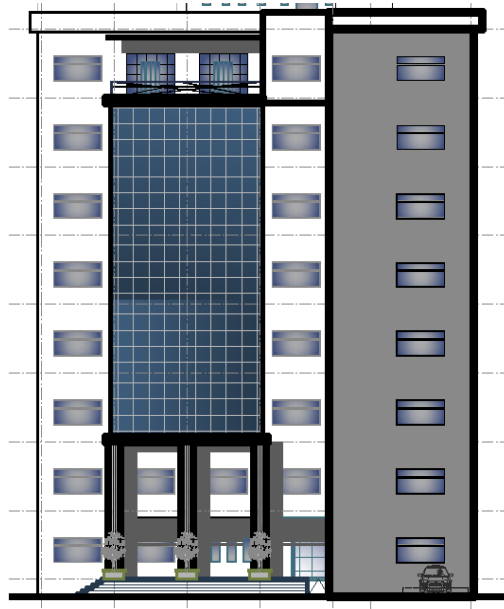


Figure I.2 : Façade principale.



Figure I.3 : Façade postérieur.

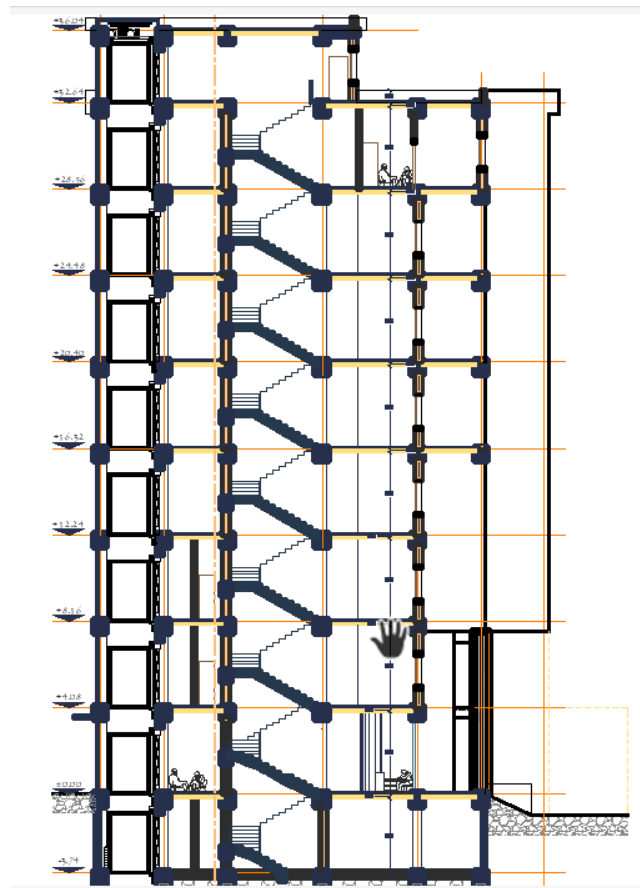


Figure I.4 : Façade intérieure.

I.4 Caractéristique géométrique :

Cet ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de la structure 36.04 m.
- Hauteur du sous-sol 3.74 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée 4.08 m.
- Hauteur de l'étage courant 4.08 m.
- Hauteur de l'étage technique 3.4 m.

b) Dimensions en plan :

- Hauteur totale en plan 26.50 m.
- Largeur totale en plan 20.95 m.

I.5 Eléments constituant la structure :**➤ Ossature :**

La construction est constituée par un système de contreventement en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

➤ Plancher :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre structure comporte un seul type de plancher : plancher à dalle en corps creux pour les différents niveaux de structure et pour les balcons on utilise un plancher à dalle pleine.

➤ Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature de la structure qui supposent principalement un effort normal de compression.

➤ Les poutres :

Notre structure compose de deux types de poutres :

- Poutre porteuse (principale).
- Poutre non-porteuse (secondaire).

➤ L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm et hauteur est de 10 cm d'épaisseur.

➤ Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisé en béton armé coulés sur place, notre structure comporte un type d'escalier réalisé en béton armé (une cage d'escalier à trois volées).

➤ **Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

Mur extérieur : ils seront en double parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont respectivement de 10 à 15 cm d'épaisseur, séparés d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur).

Mur intérieur : ils seront constitués d'une simple cloison ($e_p = 10\text{cm}$).

➤ **Terrasse :**

Pour cette structure la terrasse est inaccessible.

➤ **Revêtement :**

Une dalle de sol : pour les dalles et les escaliers d'une épaisseur de 20cm.

I.6 Données de site :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

La catégorie de site S3 : site meuble.

I.7 Règlement utilisée :

RPA (règles parasismiques algériennes version 2024).

DTR (document technique réglementaire).

CBA 93 (règle de conception de structures en béton armé).

BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) **modifié 99** (Règles techniques de conception de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA2024** et **CBA93**).

I.8.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction résistant à la compression mais ne supportant pas à la traction, il est un matériau composite constitué de granulats (sable et gravier), du ciment et la sable constituent le mortier, celui-ci pour rôle de se lier avec les gros granulats, les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton. Il est largement utilisé dans le domaine de la construction en raison de sa résistance, et de sa durabilité.

Composition du Béton :

a) Le ciment : le ciment est un liant hydraulique qui durcit avec l'eau, après le durcissement, conserve sa résistance, dans la formulation du béton on utilise du CEM II/B 42,5.

b) Les granulats : les granulats sont composés des grains de tailles (sable et gravier), dans notre formulation on utilise :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($3 \leq D_g \leq 25$) mm

c) L'eau de gâchage : c'est nécessaire pour l'hydratation du ciment, l'eau utilisée doit être propre et ne contient pas d'impuretés (matière organique et alcalis). En général, l'eau potable convient parfaitement pour le gâchage. Il est important d'éviter l'utilisation de l'eau de mer. Le dosage en eau doit être bien maîtrisé (un excès d'eau dans le béton entraîne une perte de résistance après durcissement).

d) Les adjuvants : Ce sont des produits chimiques ajoutés au béton pendant le malaxage afin d'en améliorer certaines propriétés, que ce soit à l'état frais ou à l'état durci.

I.8.2 Résistance du béton :

a) Résistance à la compression : un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours désigné par f_{c28} elle est obtenue par écrasement axial des éprouvettes de forme cylindrique (16×32) cm² a 28jours, dans notre projet on fixe la résistance à la compression a 28 jours à la valeur de 30MPa.

$$f_{c28} = 30\text{MPa}$$

b) Résistance à la traction : la résistance à la traction des bétons courante est de 8 à 12 fois plus faible que sa résistance à la compression, elle est caractérisée à la traction du béton a (j) jours exprimée en MPa.Sa formule est définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

I.8.3 Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale, également connu sous le nom de module d'élasticité ou module de Young, du béton est une propriété mécanique qui mesure la capacité du matériau à se déformer élastiquement sous l'effet d'une contrainte. Il représente la raideur du béton et est souvent noté par la lettre "E", est exprimé par MPa.

a) Module de déformation longitudinal instantanée : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inferieur à 24h le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de "j" jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f c j}$$

Pour notre projet on a $f_{28} = 30\text{MPa}$ donc :

$$E_{i28} = 34179.56 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différé : Sous des contraintes normales de longue durée d'application, le module de déformation longitudinal diffère qui permet à calculer la déformation finale du béton est donne par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f c j}$$

Pour notre projet on a :

$$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa.}$$

c) Coefficient de poisson : Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- **E.L.U :** $\nu = 0.0$ le calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0.2$ le calcul des déformations (béton non fissuré).

d) Contraintes de compression :

A l'ELU :

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

θ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\theta \begin{cases} 1 & : \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures} . \\ 0.9 & : \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures} . \\ 0.8 & : \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure} . \end{cases}$$

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1.2 & \text{cas des situations accidentelles.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent du béton.

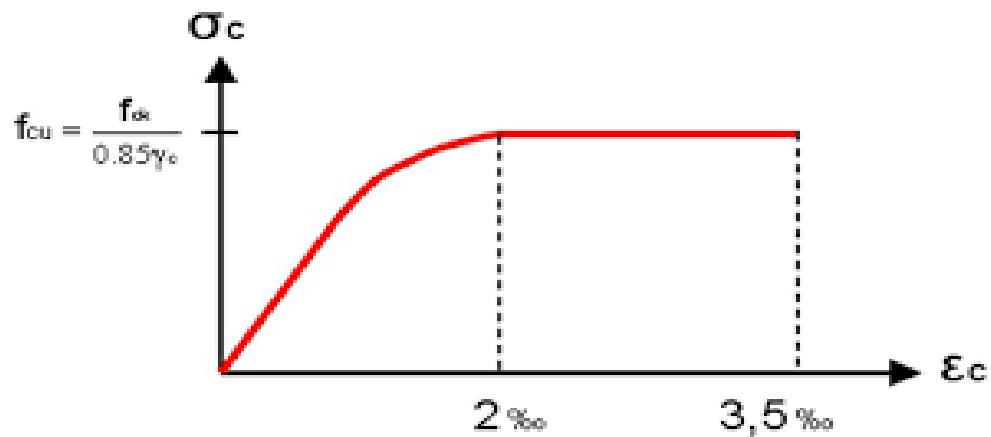


Figure I. 5 : diagramme contraintes – déformation du béton à l'ELU.

AELS :

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

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPa).

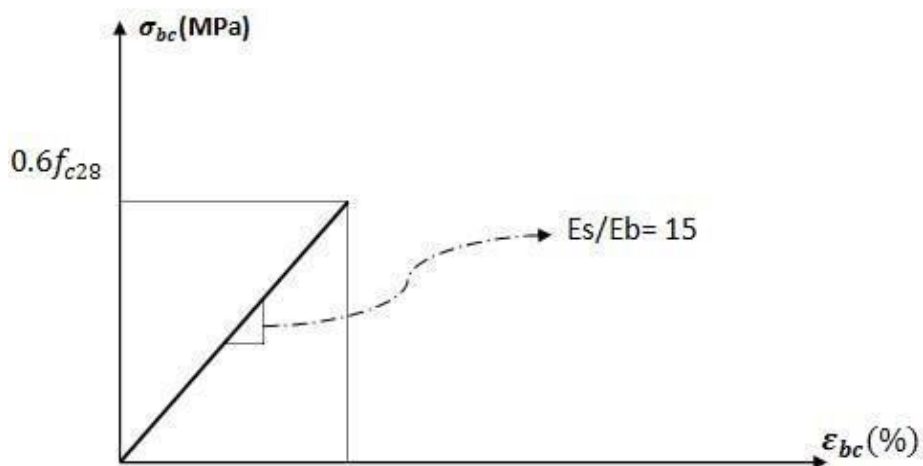


Figure I.6 : diagramme contraintes – déformation du béton à l'ELS.

I.9 Acier :

L'acier est un matériau (un alliage métallique), constitué principalement de fer et de carbone, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'à la compression.

Les aciers ont une bonne adhérence avec le béton qui constitue un mélange homogène.

On a 03 types d'aciers utilisés pour le béton armé :

- Les ronds lisses.
- Les barres à haute adhérence (HA).
- Les treillis soudés (TS).

I.9.1 Limites élastiques :

- | | | | |
|-------------------|--------|---|-------------------------|
| • Ronds lisses | FeE220 | → | $f_e = 215\text{MPa}$ |
| | FeE240 | → | $f_e = 235\text{MPa}$ |
| • Haute adhérence | FeE400 | → | $f_e = 400\text{MPa}$ |
| | FeE500 | → | $f_e = 500\text{MPa}$ |
| • Treillis soudés | FeE500 | → | $f_e = 500\text{MPa}$. |

I.9.2 Contraintes de calcul :

A L'ELU :

σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation durable.} \\ 1.00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Haute adhérence ($f_e = 500\text{MPa}$) $\begin{cases} \sigma_s = 435\text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 500\text{ MPa} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$

A L'ELS :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Pour une fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} \text{ (MPa)} = 0.8 \zeta_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e; \max (200 \text{ MPa} ; 90 \sqrt{\eta f t j}) \right]$$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel

que : $\begin{cases} \eta = 1.00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1.60 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$

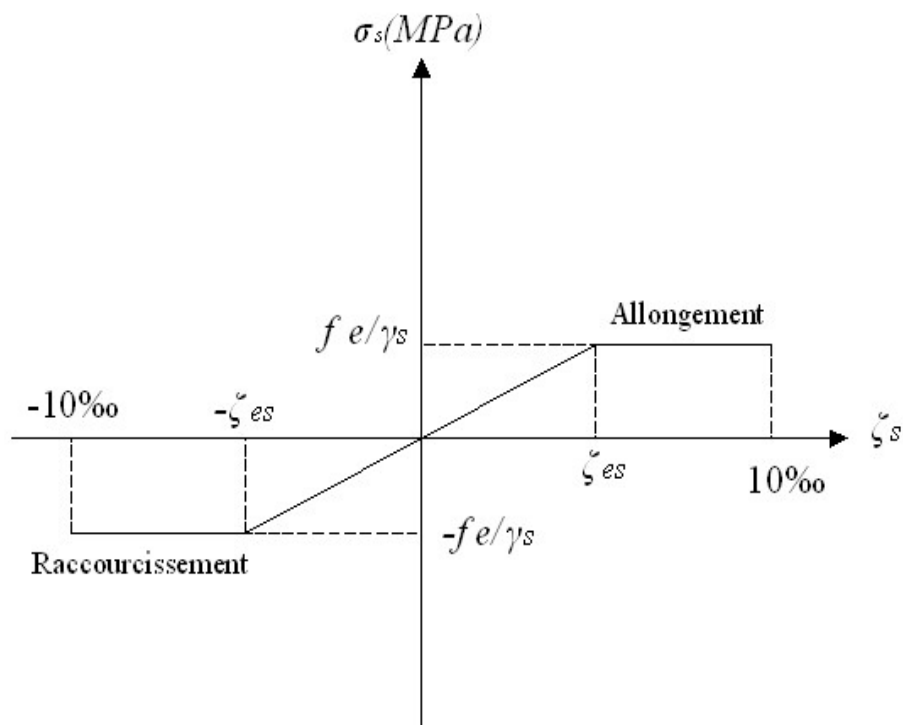


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s : Allongement de l'acier.

L.10 Hypothèse de calcul aux états limites :**L.10.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections plans (diagramme linéaire des déformation).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ .

L.10.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections plans.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b ; \sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

**CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à établir une première évaluation des dimensions nécessaires avant une conception détaillée. Ce processus est important dans le domaine de génie civil, car il permet de déterminer rapidement les dimensions approximatives des éléments structuraux tels que poutres, poteaux, dalles...etc, avant de passer à des analyses plus approfondies.

Le pré dimensionnement repose souvent sur des règles empiriques, des normes de conception et des hypothèses simplificatrices pour obtenir des dimensions initiales. Il vise à fournir une base solide pour commencer la conception en réduisant le nombre d'itérations nécessaires. Les objectifs principaux du pré dimensionnement incluent l'assurance de la sécurité structurale, la conformité aux réglementations en vigueur et l'optimisation des coûts.

En résumé, l'introduction au pré dimensionnement des éléments structuraux marque le début du processus de conception en fournissant des dimensions initiales basées sur des méthodes simplifiées, avant d'approfondir l'analyse et les détails lors des étapes ultérieures du projet, il sera en se basant sur le *CBA93*, le *BAEL 91 modifié 99* et vérifié par le *RPA2024* ».

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage horizontal, qui dans la construction, joue le rôle de séparateur deux étages ou sinon de plate-forme au rez-de-chaussée.

Ses principales fonctions sont :

- Assurer le confort comme l'isolation phonique et thermique Supporter les charges verticales
- Transmettre les charges aux éléments structuraux.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers en corps creux sont constitués d'une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé) avec poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

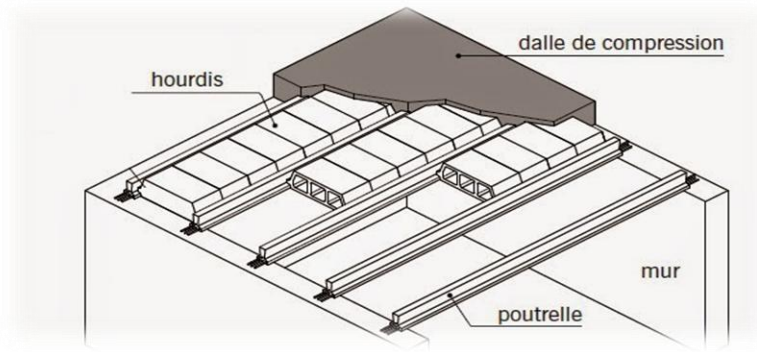


Figure II.2 : Dalle en corps creux.

Le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles est fait en utilisant la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle de la compression et corps creux.

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de dispositions des poutrelles.

Nous avons : **L_{max} = 620 (cm)**

$$h_t \geq \frac{620}{22.5}$$

Alors : **ht = 20cm** donc prend (16+5) cm.

II.3. Balcons :

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{La dalle repose sur 3 appuis : } \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3 < e < 3.75$$

Donc on limite notre épaisseur à : **e = 15 cm.**

II.4. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et stabilité de notre ouvrage.

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

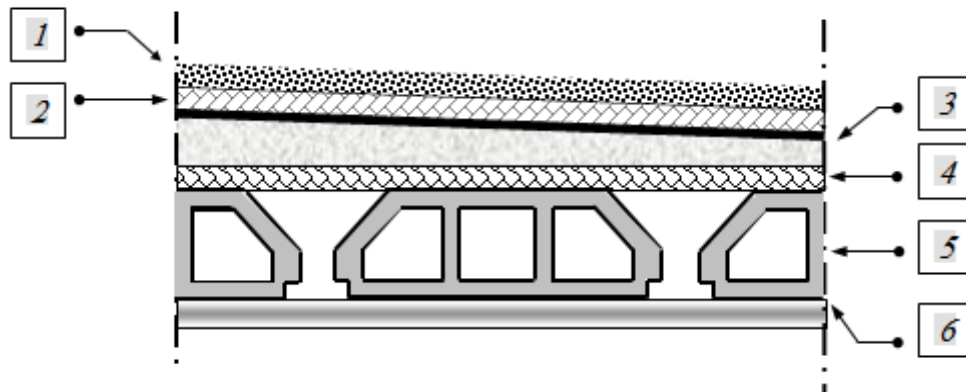


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.1 : Composition du plancher en corps creux.

N	Composante	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN / m³)	Poids surfacique (KN /m²)
1	Gravier roulé	0.05	18	0.90
2	Forme de pente	0.1	22	2.20
3	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Isolation thermique (XPS)	0.15	6	0.9
5	Plancher à corps creux	0.16+0.05	/	3.05
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				7.43

Charge d'exploitation $Q= 1 \text{ KN/ m}^2$ (plancher terrasse inaccessible) .

II.4.2. Plancher étage courant :

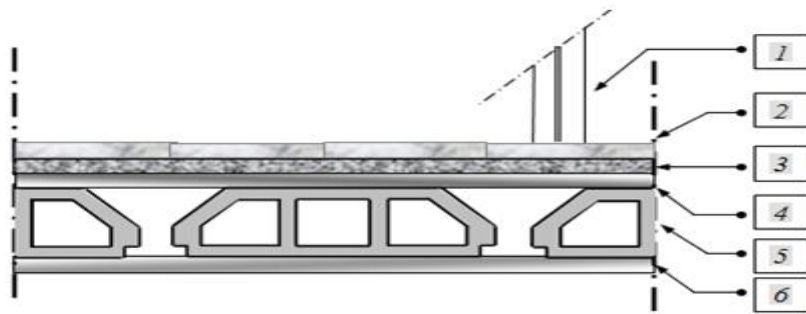


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau II.2 : composition du plancher courant.

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Dale de sol	0.02	21	0.42
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16 + 0.5	25	3.05
5	Mur de cloison	0.3	/	1
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				5.61

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (plancher étage courant "des bureaux").

II.4.3. Maçonnerie (Mur extérieur) :

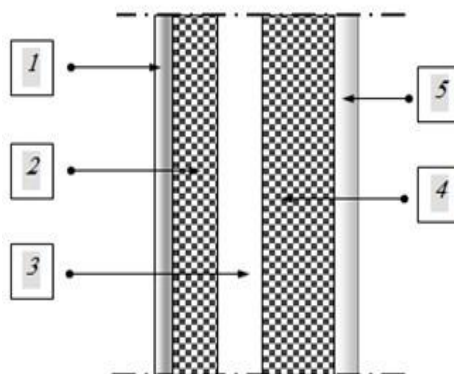


Figure II.4 : Constitution du mur extérieur.

Tableau II.3 : composition de mur extérieur.

N	Composante	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	6	0.12
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
4	Brique creuse	0.15	9	1.35
5	Enduit en ciment	0.10	12	0.12
	Charge permanente G			2.40

II.5. Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre en béton armé est un élément horizontal utilisé dans la construction pour supporter des charges horizontales et verticales. Elle est constituée béton renforcé par des barres d'acier, ce qui lui confère une résistance accrue à la flexion et à la traction, Son pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques en se basant sur le **BAEL91/modifié99**.
- Vérification par le **RPA2024**.

Selon les formules empiriques (**BAEL91/modifié99**) :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

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

h : Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre .

Selon RPA2024 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ (cm).
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30$ (cm).

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.

On a :

Poutre principale : **L= 6.20 m**

Poutre secondaire : **L= 4.50 m**

II.5.1 Poutre principale et secondaire :

Tableau II.4 : prédimensionnement des poutres.

Selon le BAEL91 (pré dimensionnement)		
Vérification	Poutre principale	Poutre secondaire
$L/15 \leq h \leq L/10$	L= 6.20 m $41.33 \leq h \leq 62$ h = 45 cm	L= 4.50 m $30 \leq h \leq 45$ h = 40 cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5$ b = 30 cm	$12 \leq b \leq 28$ b = 30 cm
Selon le RPA2024 (vérification)		
h ≥ 30cm b ≥ 30cm h/b ≥ 4	h =45 ≥ 30 cm b =30 ≥ 30 cm h/b =1.5 ≤ 4	h =40 ≥ 30 cm b =30 ≥ 30cm h/b =1.33 ≤ 4
Condition de rigidité		
$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	0.0989 > 0.0625	0.0888 > 0.0625
Choix		
b × h	30 × 45 (cm²)	30 × 40 (cm²)

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

Les poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

Les poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

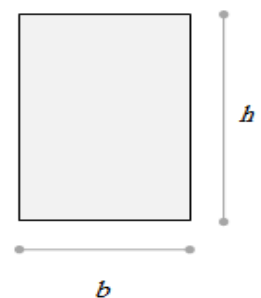


Figure II.5 : La section d'une poutre.

II.5.2 Poutre chaînage :

C'est une poutre utilisée pour stabiliser la structure, placée dans le sens y-y entre deux poutres de sens x-x pour renforcer la résistance aux forces latérales telles que le vent ou les séismes.

$h = 45 \text{ cm.}$

$b = 30 \text{ cm.}$

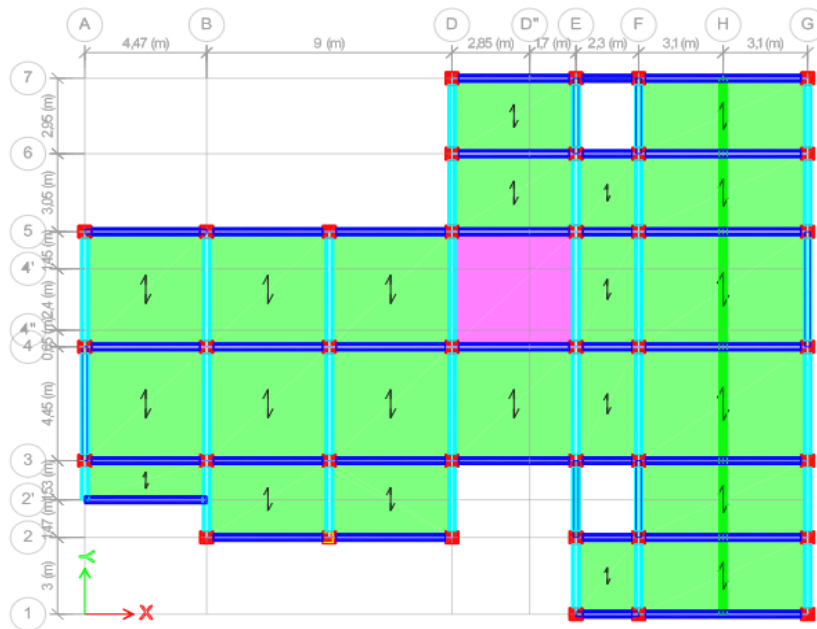


Figure II.6 : Vue en plan des poutres.

II.6 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux minces en béton armé ou en maçonnerie qui sont utilisés comme murs porteurs dans la construction. Ils peuvent être employés pour soutenir des charges verticales, résister aux forces horizontales (comme le vent ou les séismes), ou délimiter des espaces dans une structure. Les voiles peuvent avoir différentes formes et dimensions en fonction des besoins structurels et architecturaux.

Selon le règlement parasismique algérien, l'épaisseur minimale du voile doit être de 15cm.

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

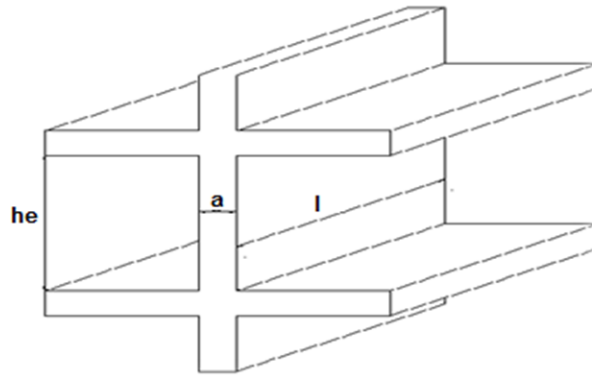


Figure II.7 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a > \max \left(15\text{cm} ; \frac{he}{20} \right)$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

a : Epaisseur de voile.

- Pour les étages : $he = (4.08 - 0.45) = 3.63 \text{ m}$

$$a \geq \max (15\text{cm}; 18.15 \text{ cm}) \rightarrow \mathbf{a = 18.15 \text{ cm}}$$

Conclusion :

On adoptera : **a= 20 cm** pour tous les étages.

II.7 Prédimensionnements des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux essentiels dans construction, jouant un rôle clé dans la stabilité et le soutien des charges verticales au sein d'une structure.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles **CBA93** préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

La comparaison des dimensions trouvées avec les dimensions minimales imposées par le **RPA2024** est exigée.

 Poteau d'angle.

 Poteau de rive.

 Poteau centrale.

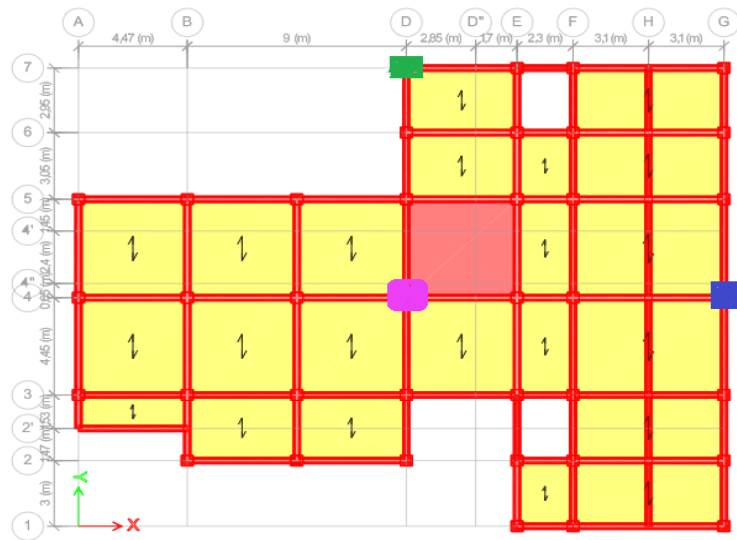


Figure II.8 : Disposition des poteaux.

II.7.1 Calcul des sections des poteaux :

Selon le **B.A.E.L** on a : $\lambda = 35$.

$$\text{Et on a : } a = \frac{\sqrt{12} l_f}{35} \approx \frac{l_f}{10} \text{ on obtient : } a = \frac{l_f}{10}$$

$$l_f = 0.7 l_0$$

- Sous-sol : $l_0 = 374$ cm.

$$\text{Donc : } l_f = 0.7 \times 374 = 261.8 \text{ cm.} \quad \text{Alors : } a = \frac{261.8}{10} = 26.18 \text{ cm.}$$

- Etage courant : $l_0 = 408$ cm.

$$\text{Donc : } l_f = 1.00 \times 408 = 408 \text{ cm.} \quad \text{Alors : } a = \frac{408}{10} = 40.8 \text{ cm.}$$

Le poteau est soumis à une compression simple :

$$Nu \leq \left\{ \frac{Br \cdot Fc28}{0.9 \gamma b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} \alpha$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{55} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } Br = \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \sigma_s \times 10 \frac{A'}{Br}}$$

La relation entre la section réduite Br et les côtés « a » et « b » étant :

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

$$B_r \geq 0.053 N_u$$

Avec : $f_{c28}=30$ MPa et $f_{bu}=17$ MPa.

II.7.2 La loi de dégressions :

Tableau II.5 : La loi de dégressions.

Niveau	Charge d'exploitation	Formule de la somme des Q	Surcharge (KN/m ²)
Q ₀	1	Q ₀	1
Q ₁	3.5	Q ₀ + Q ₁	4.5
Q ₂	2.5	Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)	6.625
Q ₃	2.5	Q ₀ + 0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	8.125
Q ₄	2.5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	9.75
Q ₅	2.5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	11.125
Q ₆	2.5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	12.25
Q ₇	2.5	Q ₀ +0.714(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	13.405
Q ₈	2.5	Q ₀ +0.688(Q ₁ +.....+Q ₈)	14.605
Q ₉	2.5	Q ₀ +0.666(Q ₁ +.....+Q ₉)	15.775

II.7.3 Descente de charge :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure.

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

II.7.3.1 Poteau central :

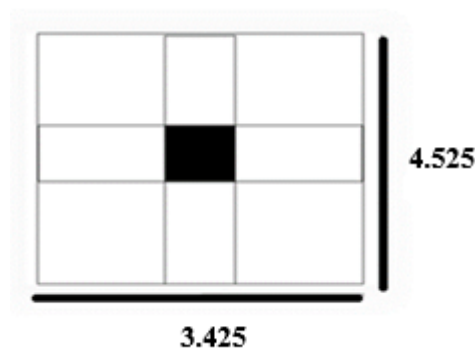


Figure II.9: Poteau centrale.

Surface des planchers supporté par ce poteau :

$$S1=2.25 \times 2.25=4.6125 \text{ m}^2$$

$$S2=2.025 \times 2.25=4.556 \text{ m}^2$$

$$S3= 2.275 \times 2.025=4.607 \text{ m}^2$$

$$S4=2.275 \times 2.05=4.66 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_t = 18.44 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul des déferents poids :**

a) Poutre principale :

$$G_p = 0.45 \times 0.3 \times (2.275 + 2.25) \times 25 = 15.272 \text{ KN.}$$

b) Poutre secondaire :

$$G_s = 0.4 \times 0.3 \times 4.075 \times 25 = 12.225 \text{ KN.}$$

c) Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 7.43 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = 7.43 \times 18.44 = 137.009 \text{ KN.}$$

d) Plancher étage courant :

$$G = 5.61 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = 5.61 \times 18.44 = 103.448 \text{ KN.}$$

e) Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids de poteau on fixe les dimensions minimales pour tous les poteaux de la structure,

$$G_{\text{pot}} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutre} + 10\%P_1 \quad (\text{CBA93})$$

$$\text{Avec : } P_1 = P_{\text{dalle}} + P_{\text{poutre}}$$

$$\text{En trouve : } P_{\text{pot}} = 137.009 + 27.497 + 10\% (137.009 + 27.497) = 180.956 \text{ KN}$$

Tableau II.6 : La descente de charge du poteau centrale.

Niveau	Composantes	G(KN)	G _{cumul} (KN)	Q(KN)	Q _{cumul} (KN)
Terrasse	Plancher terrasse 137.009	166.202	166.202	18.44	18.44
	Poutre principe. 16,968				
	Poutre secondaire 12,225				
	Acrotère 2.022				

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

08	Plancher courant	103.448	132.641	298.843	64.54	82.98
	Poutre principale	16,968				
	Poutre secondaire	12,225				
07	/		132.641	431.484	46.1	129.08
06	/		132.641	564.125	46.1	175.18
05	/		132.641	696.766	46.1	221.28
04	/		132.641	829.407	46.1	267.38
03	/		132.641	1094.689	46.1	313.48
02	/		132.641	1227.33	46.1	359.58
1	/		132.641	1359.971	46.1	405.68
RDC	/		132.641	1492.612	46.1	451.78

Tableau II.7 : Calcul et vérification du poteau central.

Niveau	Nu (KN)	Br (cm²)	b(cm)	a(cm)	a×b	Choix(cm²)	RPA (cm²)
Terrasse	252,4728	133,810584	5,44872639	40,8	222,308	35*35	30*30
8	602,40015	319,27208	10,2286618	40,8	417,392	35*35	30*30
7	883,1775	468,084075	14,0640226	40,8	573,811	40*40	30*30
6	1163,95485	616,896071	17,8993833	40,8	730,279	40*40	30*30
5	1444,7322	765,708066	21,73474	40,8	886,788	45*45	30*30
4	1725,50955	914,520062	25,570104	40,8	1043,261	45*45	30*30

3	2006,2869	1063,33206	29,405465	40,8	1199,722	50*50	30*30
2	2287,06425	1212,14405	33,240826	40,8	1356,233	50*50	30*30
1	2567,8416	1360,95605	37,076186	40,8	1512,700	55*55	30*30
RDC	2848,61895	1509,76804	40,911547	40,8	1669,189	55*55	30*30

II.7.3.2 Poteau d'angle :

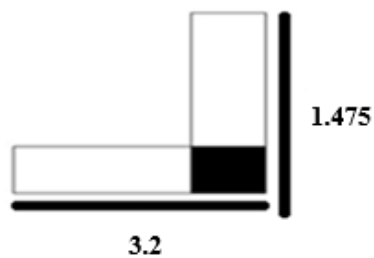


Figure II.10 : poteau de rive.

Surface des planchers supportés par ce poteau est :

$$S = (3.2 - 0.3) \times 1.475 = 4.277 \text{ m}^2.$$

➤ Calcul des déferents poids :

a) Plancher terrasse : $7.43 \times 4.277 = 31.778 \text{ KN}.$

b) Plancher courant : $5.61 \times 4.277 = 23.9939 \text{ KN}.$

c) Poutre principale :

$$G_p = 0.3 \times 0.45 \times 2.9 \times 25 = 9.787 \text{ KN}.$$

d) Poutre secondaire :

$$G_s = 0.3 \times 0.4 \times 1.475 \times 25 = 4.425 \text{ KN}.$$

e) Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{pot}} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutre} + 10\% P_1 \quad (\text{CBA93})$$

Avec $P_1 = P_{\text{dalle}} + P_{\text{poutre}}$

$$\text{En trouve : } P_{\text{pot}} = 31.778 + 14.212 + 10\% (31.778 + 14.212) = 50.589 \text{ KN}.$$

f) Poids propre du mur extérieur :

$$G (\text{mur courant}) = (3.2 - 0.4) \times (4.08 - 0.45) \times 2.81 = 28.561 \text{ KN}.$$

Tableau II.8 : La descente de charge de verticales du poteau d'angle.

Niveau	Composantes	G(KN)	G _{cumul} (KN)	Q(KN)	Q _{cumul} (KN)
Terrasse	Plancher terrasse 31.778	48.5	48.5	4.277	4.277
	Poutre principe. 10.875				
	Poutre secondaire 4.425				
	Acrotère 2,022				
8	Plancher courant 23.9939	125.34	173.734	21.385	25.662
	Poutre principale 10.875				
	Poutre secondaire 4.425				
	Poteau 51.785				
	Mur extérieur 28.167				
7	∕	125.34	298.968	10.692	36.354
6	∕	125.34	424.202	10.692	47.046
5	∕	125.34	549.436	10.692	57.738
4	∕	125.34	674.67	10.692	68.43
3	∕	125.34	799.904	10.692	79.122
2	∕	125.34	925.138	10.692	89.814

CHAPITRE II PRE DIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1	ℓ	125.34	1050.372	10.692	100.506
RDC	ℓ	125.34	1175.606	10.692	111.198

Tableau II.9 : Calcul et vérification du poteau d'angle.

Niveau	Nu (KN)	Br (cm ²)	b(cm)	a(cm)	a×b	Choix(cm ²)	RPA (cm ²)
Terrasse	71,232	37,753	2,9730	40,8	121,298	30*30	30*30
8	269,824	143,006	5,6857	40,8	231,977	30*30	30*30
7	452,376	239,759	8,1793	40,8	333,717	30*30	30*30
6	634,928	336,512	10,6729	40,8	435,454	35*35	30*30
5	817,481	433,265	13,1666	40,8	537,197	35*35	30*30
4	1000,033	530,017	15,6602	40,8	634,937	35*35	30*30
3	1183,623	627,320	18,1680	40,8	741,356	40*40	30*30
2	1365,138	723,523	20,6475	40,8	842,418	40*40	30*30
1	1547,690	820,275	23,1411	40,8	944,158	45*45	30*30
RDC	1730,243	917,028	25,6347	40,8	1045,897	45*45	30*30

II.7.3.3 Poteau de rive :

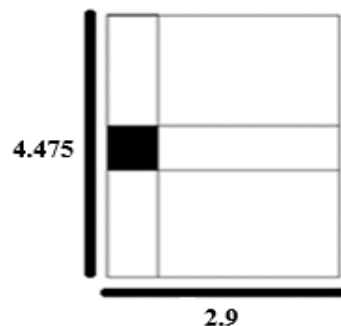


Figure II.11 : poteau d'angle.

Surface des planchers supportés par ce poteau est :

$$S = (3.2-0.3) \times (2.25+2.225) = 12.9775 \text{m}^2.$$

➤ **Calcul des déferents poids :**

a) Plancher terrasse : $7.43 \times 12.977 = 96.422 \text{ KN}.$

b) Plancher courant : $5.61 \times 12.98 = 72.817 \text{ KN}.$

c) Poutre principale :

$$G_p = 0.3 \times 0.45 \times 2.9 \times 25 = 9.787 \text{ KN}.$$

d) Poutre secondaire :

$$G_s = 0.3 \times 0.4 \times 4.475 \times 25 = 13.425 \text{ KN}.$$

e) Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{pot}} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutre} + 10\%P_1 \quad (\text{CBA93})$$

$$\text{Avec } P_1 = P_{\text{dalle}} + P_{\text{poutre}}$$

$$\text{En trouve : } P_{\text{pot}} = 96.422 + 23.212 + 10\% (96.422 + 23.212) = 131.597 \text{ KN}.$$

f) Poids propre du mur extérieur :

$$G (\text{mur courant}) = (8.95 - 0.4) \times (4.08 - 0.45) \times 2.81 = 87.212 \text{ KN}.$$

Tableau II.10 : La descente de charge du poteau de rive.

Niveau	Composantes	G(KN)	G _{cumul} (KN)	Q(KN)	Q _{cumul} (KN)
Terrasse	Plancher terrasse 96.422	122.744	122.744	12.977	12.977
	Poutre principe. 10.87				
	Poutre secondaire 13.42				
	Acrotère 2,022				
8	Plancher courant 72.817	315.917	438.661	45.4195	58.3965
	Poutre principale 10.87				
	Poutre secondaire 13.43				

CHAPITRE II PRE DIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

	Poteau 132.79				
	Mur extérieur 86.01				
7	/	315.917	754.578	45.4195	103.816
6	/	315.917	1070.495	45.4195	149.2355
5	/	315.917	1386.412	45.4195	194.655
4	/	315.917	1702.329	45.4195	240.0745
3	/	315.917	2018.246	45.4195	285.494
2	/	315.917	2334.163	45.4195	330.9135
1	/	315.917	2650.08	45.4195	376.333
RDC	/	315.917	2965.997	45.419	421.7525

Tableau II.11 : Calcul et vérification du poteau de rive.

Niveau	Nu (KN)	Br (cm²)	b(cm)	a(cm)	a×b	Choix(cm²)	RPA (cm²)
Terrasse	183,701	97,362	4,5093	40,8	183,980	35*35	30*30
8	730,566	387,200	11,9794	40,8	488,759	35*35	30*30
7	1228,766	651,246	18,7847	40,8	766,415	40*40	30*30
6	1726,966	915,292	25,5900	40,8	1044,072	40*40	30*30
5	2225,167	1179,338	32,395	40,8	1321,729	45*45	30*30
4	2723,368	1443,385	39,201	40,8	1599,360	45*45	30*30

3	3221,569	1707,432	46,006	40,8	1877,041	50*50	30*30
2	3719,770	1971,478	52,811	40,8	2154,701	50*50	30*30
1	4217,973	2235,526	59,617	40,8	2432,357	55*55	30*30
RDC	4716,174	2499,5725	66,422	40,8	2710,016	55*55	30*30

II.7.4 Choix final de la section des poteaux :

➤ Après les calculs et vérifications on a adopté ce choix :

Tableau II.12: Tableau récapitulatif de la section des poteaux

Etages	Choix final du poteau de rive cm²	Choix final du poteau d'angle cm²	Choix final du poteau central cm²
Terrasse	35*35	30*30	35*35
8 ^{eme} étage	35*35	30*30	35*35
7 ^{eme} étage	40*40	30*30	40*40
6 ^{eme} étage	40*40	35*35	40*40
5 ^{eme} étage	45*45	35*35	45*45
4 ^{eme} étage	45*45	35*35	45*45
3 ^{eme} étage	50*50	40*40	50*50
2 ^{eme} étage	50*50	40*40	50*50
1 ^{er} étage	55*55	45*45	55*55
RDC	55*55	45*45	55*55

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les composants qui ne font pas partie de la structure principale porteuse, mais jouent un rôle crucial pour le confort et la sécurité de bâtiment. Ce chapitre fait l'objet d'étude des éléments secondaires suivants :

- ✓ Escalier
- ✓ Acrotère
- ✓ Plancher
- ✓ Balcon

III.2 Les escaliers :

Il fait référence à une structure constituée d'une série de marches ou de volées de marches qui permettent de monter ou de descendre entre différents niveaux d'un bâtiment ou d'une structure. Les escaliers mécaniques sont une caractéristique architecturale courante dans diverses constructions et constituent un élément fonctionnel et souvent esthétiquement important dans la conception. On les trouve dans les résidences, les bâtiments commerciaux et divers espaces publics.

III.2.1 Définition les éléments d'un escalier :

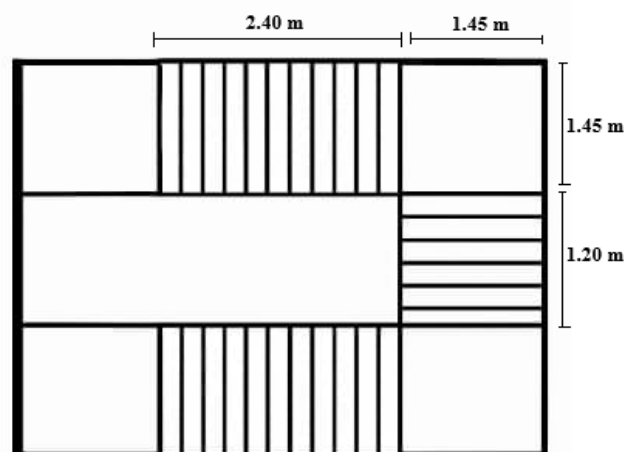


Figure III.1: Schéma statique de l'escalier

On a prendre la volée le plus défavorable :

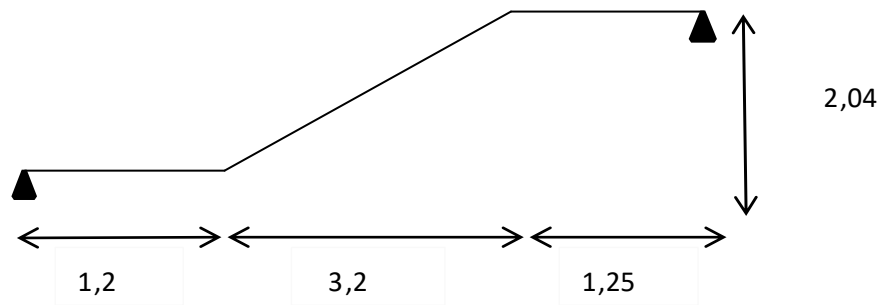


Figure III.2 : Schéma statique d'une volée.

Un escalier est caractérisé par :

- **Marches** : Les surfaces horizontales sur lesquelles on marche en montant ou en descendant l'escalier.
- **Contremarches** : Les surfaces verticales entre les marches. Certains escaliers peuvent ne pas avoir de contremarches, créant un espace ouvert entre les marches.
- **Limons** : Les pièces latérales ou les structures verticales qui supportent les marches et forment la structure de base de l'escalier.
- **Giron** : La profondeur horizontale d'une marche, mesurée du nez de la marche à la verticale du nez de la marche supérieure. (g)
- **La hauteur** d'une marche (h)
- **La hauteur** ou la montée d'un escalier (H).
- **Palier** : Une plate-forme horizontale reposant entre deux volées d'escalier, permettant un changement de direction.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.

a)- Dimensionnement de l'escalier :

Pour un escalier confortable on doit avoir : $2h + g = 64\text{cm}$

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement les relations suivantes :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$H = n \times h = h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots(2)$$

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

Avec :

n : Le nombre des marches

(n-1) : Le nombre des contres marches

D'après BLONDEL on a :

$$m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots\dots (2)$$

Avec : m=64cm et H=170cm et L=240cm.

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - (64 + 170 \times 2 + 240) n + 2 \times 170 = 0$

Solution :

$n_1 = 0.55 \dots\dots\dots$ refusée.

$n_2 = 9.5 \dots\dots\dots$ acceptée.

Donc : La solution de l'équation est :

n=10 (nombre de contres marches).

n-1=9 (nombre des marches).

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9} = 26,66 \approx 30$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on trouve :

$$64n^2 - n(64 + 340 + 145) + 170 = 0$$

$$64n^2 - 549n + 170 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$= 549^2 - 4(64 \times 170)$$

$$= 257881.$$

$$X_1 = \frac{-549 - 507.819}{2 \times 64} = 8.3 \approx 8$$

$$X_2 = \frac{-549 - 597.819}{2 \times 64} = 0.32$$

Donc on obtient :

Le nombre de contre marche $n = 8$.

Le nombre de marche $n-1 = 7$.

Alors :

$$h = \frac{h}{n} = \frac{170}{8} \approx 21$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{7} \approx 34$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

On a:

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.7^2} + 1.05 + 2 = 5.99$$

$$\frac{599}{30} \leq e \leq \frac{599}{20} \rightarrow 19.96 \leq e \leq 29.95$$

Il est adopté : l'épaisseur : **e = 25cm**

Remarque : le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

c)- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{204}{320} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

III.2.2 Evaluation des charges et des surcharges :

a) **Paillasse :** Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

Tableau III.1 : charges permanentes de la paillasse.

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0.02	21	0.42
Mortier de repose	0.02	20	0.40
Poids propre de la paillasse ($25 \times \frac{0.25}{\cos 32.52}$)	0.25	25	7.41
Poids propre des marches ($22 \times \frac{h}{2}$)	0.21	22	2.31
Garde- corps	/	/	0.60
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma =$			11.50

b) **Palier :**

Tableau III.2 : charges permanentes du palier.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0.02	18	0.36
Mortier de repose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma =$			7.37

c)- Combinaisons des charges :

Tableau III.3 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palliasse	11.50	2.5	19.275	14
Palier	7.37	2.5	13.699	9.87

Avec : $ELU = 1.35G + 1.5Q$; $ELS = G + Q$

On a :

$$L_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$L_2 = 3.2 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.25 \text{ m}$$

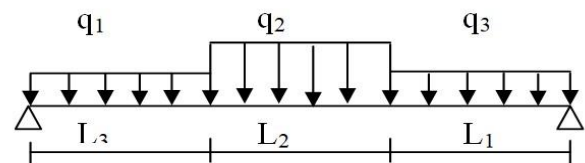


Figure III.3: Schéma statique à ELU.

➤ Diagrammes à (ELU) :

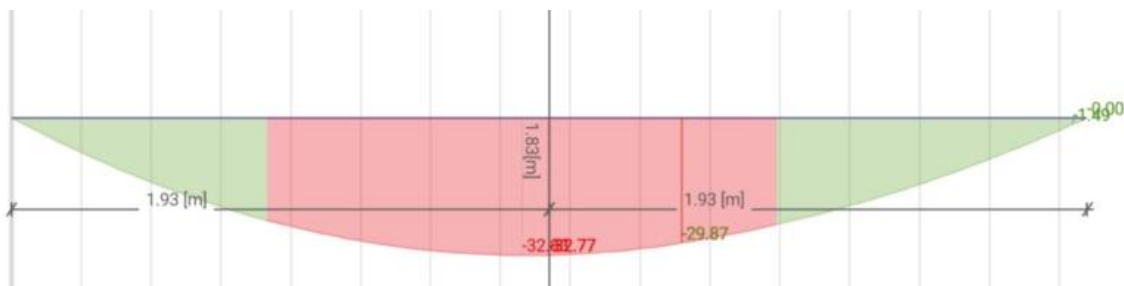


Figure III.4 : Diagramme des Moments fléchissant (ELU).

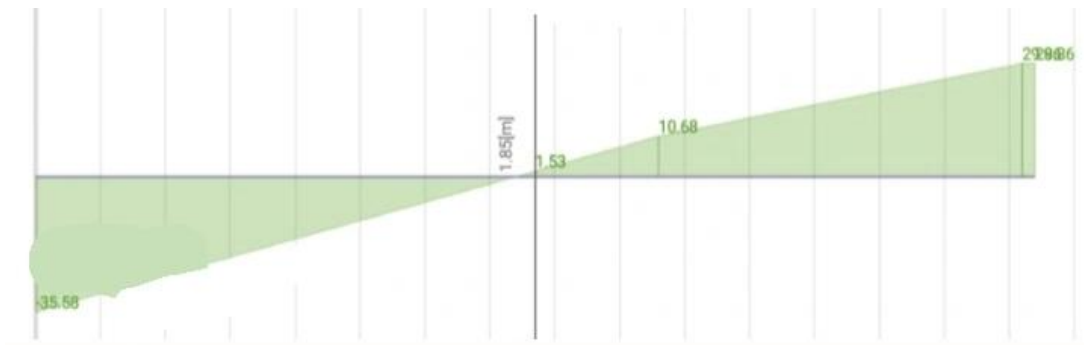


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).

➤ **Diagrammes à (ELS) :**

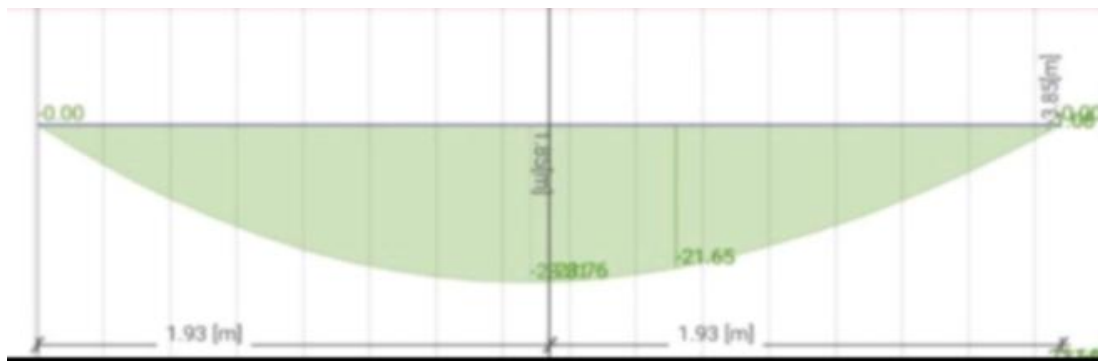


Figure III.6 : Diagramme des Moments fléchissant (ELS).

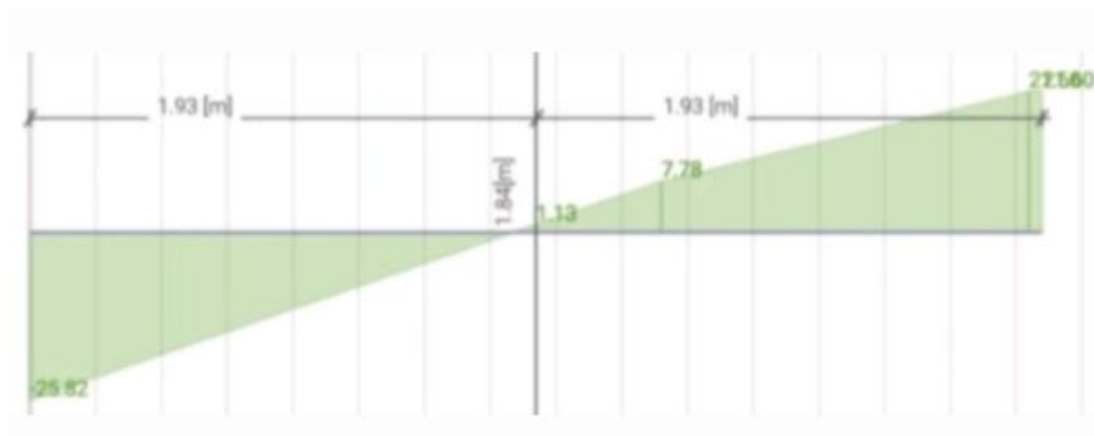


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

III.2.3 Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$)

Tel que : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur

$F_{c28} = 30\text{MPa}$; $F_{bc} = 17\text{MPa}$; $F_{t28} = 2.4\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 500\text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9h = 22.5\text{ cm}$.

En appuis : $M_a = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 32.35 = 16.175\text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 32.35 = 27.497\text{ KN.m}$.

On utilise l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à ELU (organigramme I) :

Tableau III.4 : Calcul des armatures.

	Mu (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$\sigma_s(\text{MPa})$	As'(cm²)	As(cm²)	As^{choisie} (cm)	As(cm²) choix
Travée	27.497	0.032	0.041	22.131	435	0	2.86	4T10	3.14
Appui	16.175	0.019	0.024	22.286	435	0	1.668	4T8	2.01

- Espacement :**

➤ **En travée :** $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

On obtient : $\text{esp} = 25(\text{cm})$.

➤ **En appui :** $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

On obtient : $\text{esp} = 25(\text{cm})$.

- Armature de réparation :**

➤ **En appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.785 \leq A_r \leq 1.57$

Le choix est de : $2T10 = 1.57\text{ (cm}^2\text{)}$.

➤ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.502 \leq A_r \leq 1.005$

Le choix est de : $2T8 = 1.01(\text{cm}^2)$.

- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 2.484\text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.14 > A_s^{\min} = 2.484\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

En appui : $A_s = 3.14 > A_s^{\min} = 2.484\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{35.58 \times 10^3}{225 \times 1000} = 0.158 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage):

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

Si : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{Mu}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{Mu}{0.9d} = -126.558 \text{ KN} < 0$$

Donc : les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

III.2.5 Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0.16 < 0.05 f_{c28} = 1.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Avec : $n = 15$; $c' = 2\text{cm}$; $d = 22.5\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $A_s' = 0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 30\text{MPa}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{ser} = 0.85 \times 25.82 = 21.947 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0.5 \times M_{ser} = 0.5 \times 25.82 = 12.91 \text{ KN.m}$

Tableau III.5 : Vérification de la compression de béton.

	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc}	Vérification
Travée	21.947	3.14	4.16	18242.05	5	331.03	Vérifie
Appui	12.91	2.01	3.39	12309.14	3.56	300.58	Vérifie

III.2.6 Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \text{CNV} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} & \text{CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M0} & \text{CNV} \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

Tel que : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5.00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5.00 \text{ m}$

Donc : $\bar{f} = 0.5 + \frac{599}{500} = 1.698$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.6 : Calcul de la flèche.

M_{ser}	A_s	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0	I_{fi}	I_{fv}
(KN.m)	(cm ²)		(MPa)				(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
25.42	3.14	0.0014	359.80	17.20	6.88	0.05	139628.3	84701.14	105353.46

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.7 : Vérification de la flèche due aux déformations.

$f_v \text{ (cm)}$	$f_i \text{ (cm)}$	Δf_T	$\bar{f}$	Vérification
0.80747	0.3348	0.4727	1.698	Vérifie

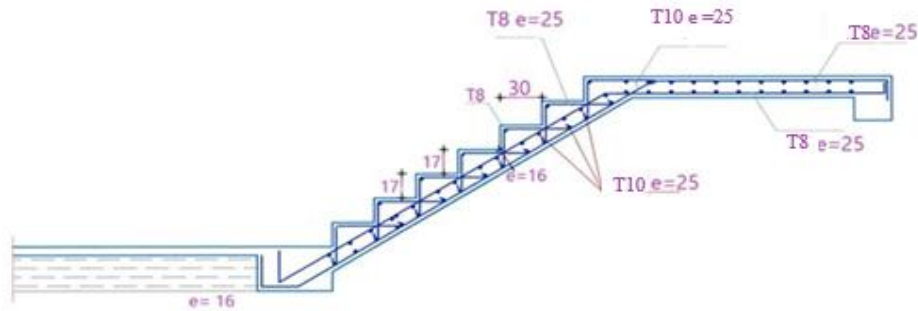


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3 Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges de son poids propre sous forme d'un effort normal vertical, une force horizontale due à une main courante.

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

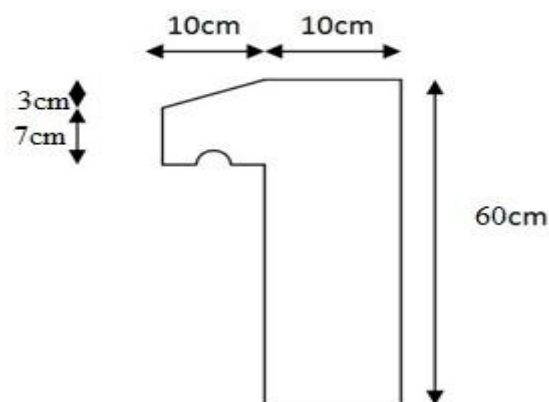


Figure III.9 : coupe verticale de l'acrotère.

Largeur $b=100\text{cm}$

Hauteur $H=60\text{cm}$

Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.3.1 Évaluation des charges appliquées sur l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base et qui est soumise à un effort normal provoqué par son poids propre (G), à un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercé par la main courante, ou bien une force sismique (Fp). Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailer.

III.3.1.1 Évaluation des charges :**a) Charge permanente :**

La console verticale est soumise à une charge permanente G.

G sera la somme de : Poids propre de l'acrotère = $25 \times S$ (kN) + poids de revêtements (enduit en ciment), avec : $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

S = surface transversale de l'acrotère.

$$S = (7 \times 10) + (60 \times 10) + (10 \times 3/2) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{revetment}} = 0,297 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G_t = 1,725 + 0,297 = 2,022 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

La console verticale est soumise à une surcharge d'exploitation Q horizontale exercée par la main courante ou bien une force sismique Fp, cette force est déterminée selon le **RPA2024**.

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

L'action des forces horizontale est donnée par : **$F_p = 4AC_pW_p$**

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA2024**, suivant la zone sismique et groupe d'usage.

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne

(Zone 6 groupe 2) car sa hauteur ne dépasse pas **48 m**.

$$\text{Donc : } A = 0,30$$

Cp : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

Wp : poids de l'élément considéré.

$$W_p = 2,022 \text{ kN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,022 = 1,617 \text{ kN/ml.}$$

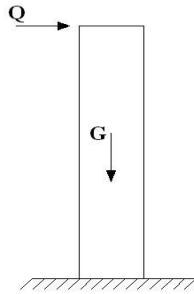


Figure III.10 : Schéma statique de l'acrotère

III.3.2 Calcul des efforts :

a) ELU :

$$Q_u = M_{\max} = (1,5Q ; F_p) = (1,5\text{kN} ; 1,62 \text{ kN}).$$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,022 = 2,730 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1,5Q \times h = 1,5 \times 1,62 \times 0,60 = 1,458 \text{ kN.m.}$$

$$T_u = Q_u = 1,62 \text{ kN.}$$

b) ELS :

$$N_{\text{ser}} = G_T = 2,022 \text{ kN.}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = Q = 1 \text{ kN.}$$

III.3.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et donné par mètre linéaire pour le calcul, on considère une section rectangulaire :

Pour une bande de 1m de largeur :

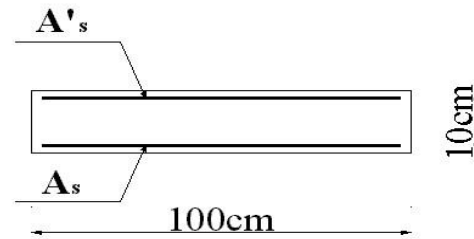


Figure III.11 : Section de calcul de l'acrotère.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{MU}{Nu} \times 10^{-2} = \frac{1,458}{2,730} \times 10^{-2} = 53,41 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}.$$

$$\text{On a : } e_0 > \frac{h}{2} - 2$$

Donc : section partiellement comprimé (SPC).

b) Calcul du moment fictif 'Mf'

$$M_f = M_u + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,458 + 2,73 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_f = 1,54 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} \text{ et } A_s = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_f}{d^2 \sigma_b c}$$

On va utiliser l'organigramme de la flexion simple pour le calcul de Z :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_b c} = \frac{1,54 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0,0117$$

$$\mu = 0,0112 < \mu_R = 0,371$$

Les armatures tendues seulement : $A_s' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0112)}}{0,8} = 0,0144$$

$$Z = 9 (1 - (0,4 \times 0,0144)) = 8,95 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{1.54 \times 10^6}{89.5 \times 435} = 39,55 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad A_s = 39,55 - \frac{2.730 \times 10^3}{435} = 33,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sf} = 0,395 \text{ cm}^2. \quad \text{et} \quad A_s = 0,332 \text{ cm}^2.$$

c) Vérification de la section d'acier (selon BAEL 91 m99) :

$$A_s^{\min} \geq M_{\max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$F_{t28} = 0,06 \times 30 + 0,6 = 2,4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}.$$

$$A_s^{\min} \geq M_{\max} (1 \text{ cm}^2 ; 0,993 \text{ cm}^2) = 1 \text{ cm}^2.$$

Il est adopté : 4T8 = 2 cm².

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq (2h ; 25), \text{ donc : } S = 25 \leq (20 ; 25) \text{ OK}.$$

d) Armatures de réparations :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$0,5 \leq A_r \leq 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On obtient : } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, S_t = (60-4) / 3 = 18,66 \text{ cm}.$$

Il est adopté : **S_t = 17 cm.**

e) Vérification à L'ELS :

Tableau III.8 : Les vérifications de l'ELS.

Contrainte du béton en MPa		Contrainte de l'acier en MPa		
σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s'	σ_s	$\overline{\sigma_s}$
0.706	18	36.06	215.55	240
Vérifie		Vérifie		

f) Vérification d'effort tranchant (Selon BAEL91 m99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau_u$$

$$\text{Min } (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{1.62 \times 10}{90000} = 0.018 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

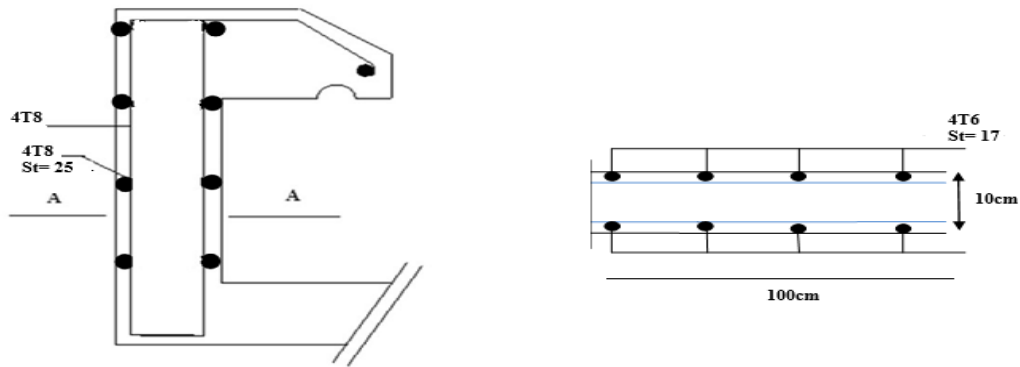


Figure III.12 : Ferrailage de l'acrotère.

III.4 Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui ont pour rôles de :

- ❖ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- ❖ Répartir les charges horizontales vers les contreventements.
- ❖ Garantir la compatibilité des déplacements horizontaux.

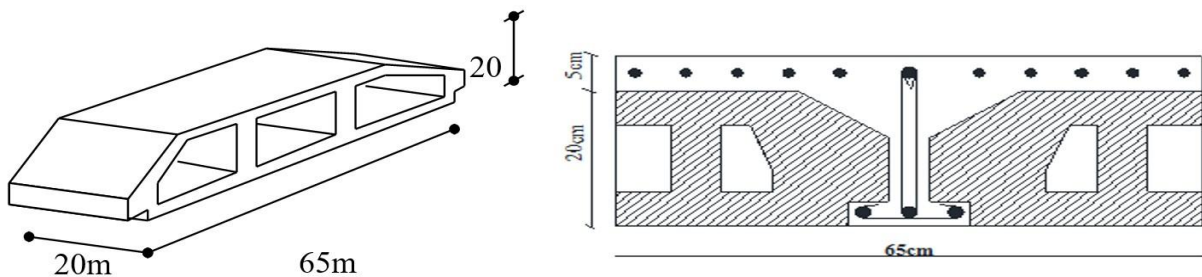


Figure III.13 : Coupe de plancher en corps creux.

III.4.1 Plancher en corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui ont pour rôles de :

- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Répartir les charges horizontales vers les contreventements.
- Garantir la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre structure on a un seul type de plancher en corps creux de dimensions (16×21×65) avec une dalle de compression de 5cm. Avec épaisseur de 21cm.

$L_{\max} = 4.50\text{m}$ (suivant la petite portée).

III.4.2 Pré dimensionnement des poutrelles :**III.4.2.1 Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles, en forme de sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont disposées en fonction du nombre maximal d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression $b_1 = b - b_0$

Tel que :

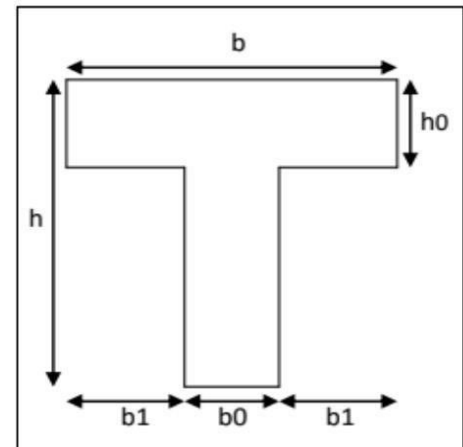
LX : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

LY : Distance entre nus d'appuis des poutres.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \cdot h = (8,4 ; 12,6)$$

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$



Avec : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} < \min\left(\frac{Lx}{2} ; \frac{Ly}{10}\right) \rightarrow b < \min\left(\frac{Lx}{2} ; \frac{Ly}{10}\right) + b_0$ **Figure III.14:** Schéma de poutrelles

On a : $Lx = 65 \text{ cm}$; $Ly = 450 \text{ cm}$.

$$b_1 < \min\left(\frac{65}{2} ; \frac{450}{10}\right)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; b_1 = 26,5 ; h_t = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm.}$$

III.4.2.2 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad p_u = 0,65 \times q_u$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \quad p_s = 0,65 \times q_s$$

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Evaluation des charges et surcharges de poutrelles.

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			Qu	Pu	Qs	Ps
Terrasse Inaccessible	7.43	1	11.5305	7.495	8.43	5.479
Etage technique	7.01	5	16.963	11.026	12.01	7.806
Etage courant	7.01	2.5	13.213	8.588	9.51	6.181

III.4.2.3 Méthode de calcul :

Etant donné que les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs analyses se fera selon l'une des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode de Caquot.
- ❖ L'utilisation de logiciel *ETABS22.3*, base sur la théorie des éléments finis.

III.4.2.4 Les différents types de poutrelles :

On va généralisée avec un seul type de calcul pour le plancher le plus sollicité.

Type : poutrelle à 6 travées.

III.4.2.5 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux cas :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la dalle de compression.

➤ 1ère étape de calcul :**Avant coulage :**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte

- ❖ Son poids propre.
- ❖ Le corps creux.
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1(K/m^2)$.

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnellles sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

$$\text{❖ Poids propre de poutrelle} \quad 0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15 \text{ (KN/ml).}$$

$$\text{❖ Poids propre du corps creux} \quad 0.65 \times 0.21 \times 14 = 1.911 \text{ (KN/ml).}$$

$$\mathbf{G = 2.061 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{❖ Surcharge d'exploitation du chantier :} \quad 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.757 \text{ (KN/ml).}$$

$$\text{ELS: } s = G + Q = 2.711 \text{ (KN/ml).}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3.757 \times 4.5^2}{8} = 9.5099 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{2.711 \times 4.5^2}{8} = 6.862 \text{ KN.m}$$

III.4.2.6 Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

$$M_u = 9.5099 \text{ kN.m}, b = 12\text{cm}, h = 5\text{cm}, \sigma_{bc} = 17\text{MPa.}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.509}{12 \times 4.5^2 \times 17} = 2.302 > \mu_R = 0.371 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Donc : Les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{3.757 \times 1^2}{8} = 0.4696 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0.4696 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 17} = 0.1136 < \mu_R \text{ donc : } A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}}{0.8} = 0.1512$$

$$Z_u = 42.278$$

$$A_s = \frac{0.4696 \times 10^6}{42.278 \times \frac{500}{1.15}} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10$$

➤ **2eme étape de calcul :**

Après coulage de la table de compression :

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

- **Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente : $G = 7.43 \times 0.65 = 4.829 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$.

Plancher étage technique :

Charge permanente : $G = 7.01 \times 0.65 = 4.556 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/m}$.

Plancher courant :

Charge permanente : $G = 7.01 \times 0.65 = 4.556 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}$.

III.4.2.7 Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.494 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = G + Q = 5.479 \text{ KN/m}$.

Plancher étage technique :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.026 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = G + Q = 7.806 \text{ N/m}$.

Plancher courant :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.964 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = G + Q = 6.181 \text{ KN/m}$.

Conclusion : le plancher technique est le plus sollicité.

III.4.2.8 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 $Q \leq \text{Max} \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$.

Etage technique :

$Q = 3.25 \text{ KN/m}^2 \leq \{2 \times 4.556 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$.

$Q = 3.25 \text{ KN/m}^2 \leq \{9.112 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$ CV

Condition2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées en continuité.....CV

Condition3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3}{3.05} = 0.98 < 1.25 \quad \text{CV}$$

$$0.8 < \frac{3.05}{4.45} = 0.69 < 1.25 \quad \text{CNV}$$

$$0.8 < \frac{4.45}{4.50} = 0.98 < 1.25 \quad \text{CV}$$

$$0.8 < \frac{4.50}{3.05} = 1.47 < 1.25 \quad \text{CNV}$$

$$0.8 < \frac{3.05}{2.95} = 1.03 < 1.25 \quad \text{CV}$$

Condition 4 : La fissuration est non préjudiciable → CV

→ La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour non calculs.

III.4.2.9 Méthode Caquot :

$l' = 1$ travée de rive

$l' = 0.81$ travée intermédiaire

➤ Moment sur appuis :

$M_a = 0.15 M^o$ Appuis de rive

$$M_a = \frac{q_w \cdot l_w'^3 + q_e \cdot l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \text{ Appuis intermédiaire}$$

➤ Moment en travée :

$$M_t(x) = - (M) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

➤ Effort tranchant :

T_w : effort tranchant à la gauche de l'appui considéré.

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_w = \frac{q l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{q l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Méthode : méthode de Caquot.

Poutrelle à 6 travées :

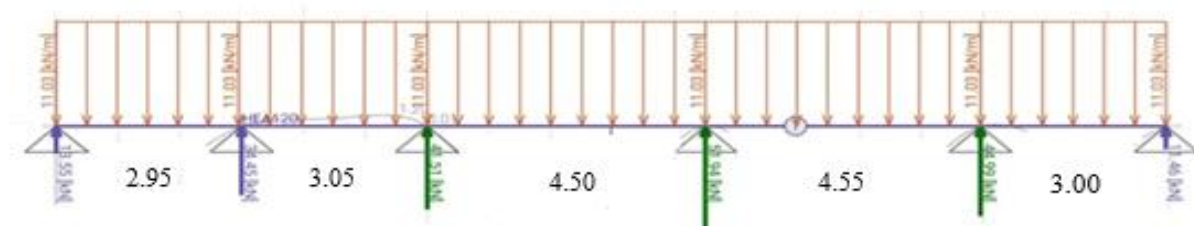


Figure III.15 : Schéma statique de la poutrelle à ELU.

➤ Diagrammes à (ELU) :

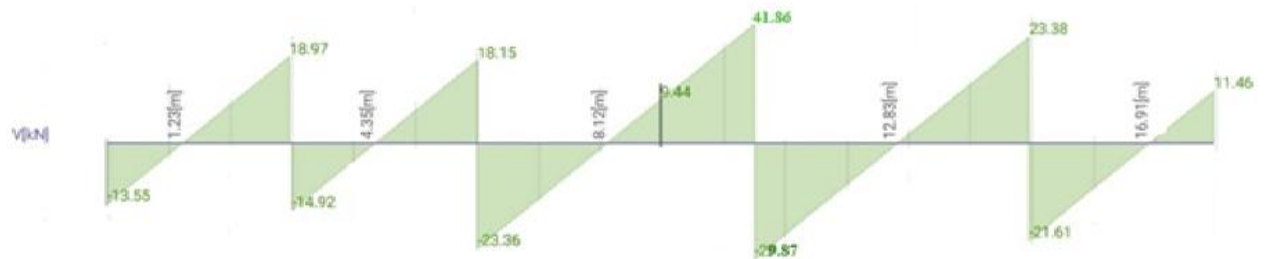


Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchants à ELU.

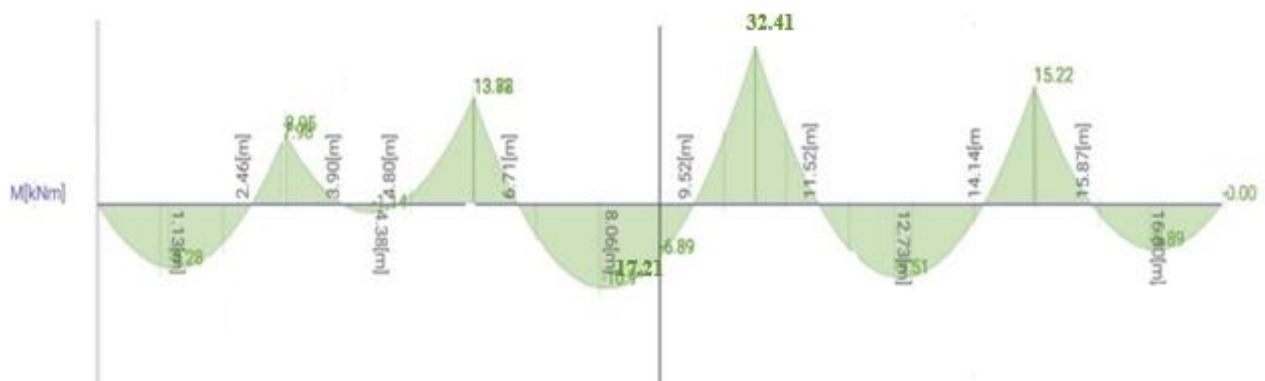


Figure III.17 : Diagrammes des Moments fléchissant à ELU.

$$M_{lu}^{\max} = 17.2198 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 32.4139 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 41.8679 \text{ KN.m}$$

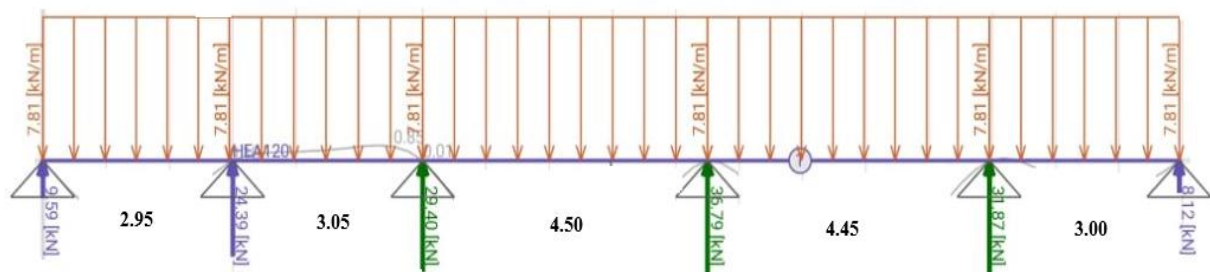


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre à ELS.

➤ Diagrammes à (ELS) :

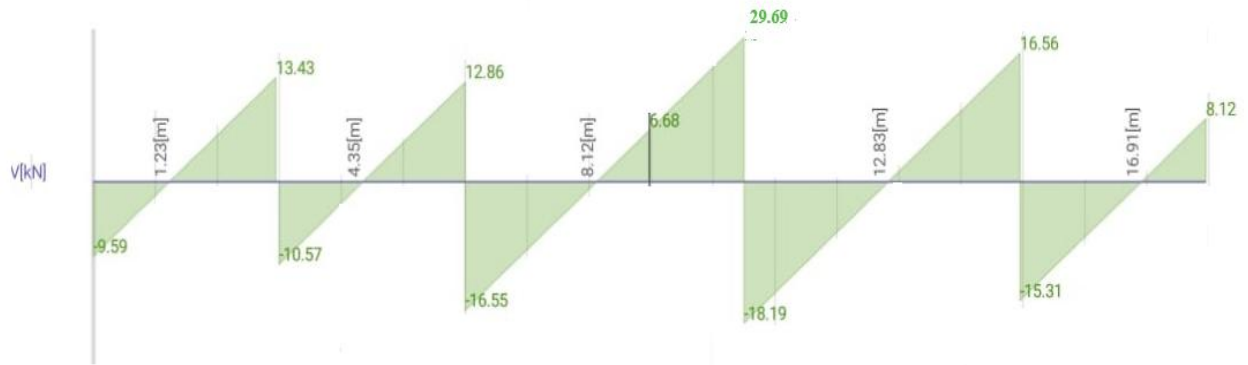


Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants à ELS.

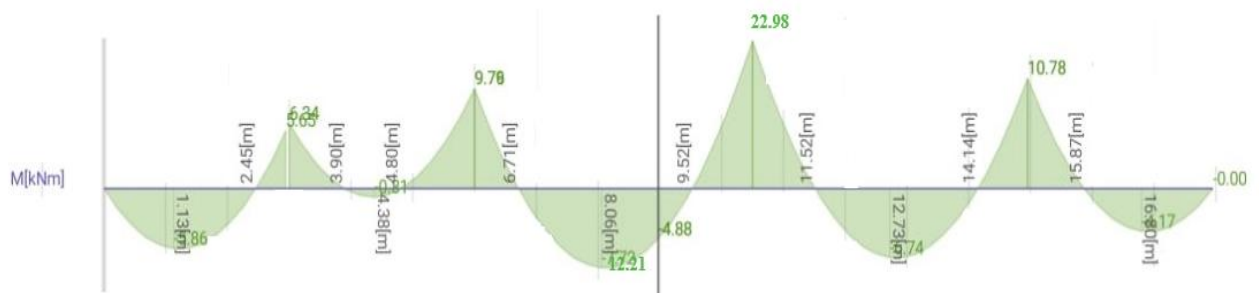


Figure III.20 : Diagrammes des Moments fléchissant à ELS.

$$M_{tser}^{max} = 12.212 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 22.9878 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 29.6925 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18.9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $F_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$;

$f_{t28}=2,4\text{MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans le tableau dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table dans la nervure.

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 90.61 \text{ KN.m}$$

On a : $M_u < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".
Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

Tableau III.10 : Ferrailage de plancher.

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	As' (cm ²)	As (cm ²)	$As^{choisie}$ (cm ²)	$As(cm^2)$ choix
Travée	17.219	0.236	0.34	16.31	435	0	2.42	4T10	3.14
Appuis	32.414	0.44	0.83	12.59	435	0	5.92	8T10	6.28

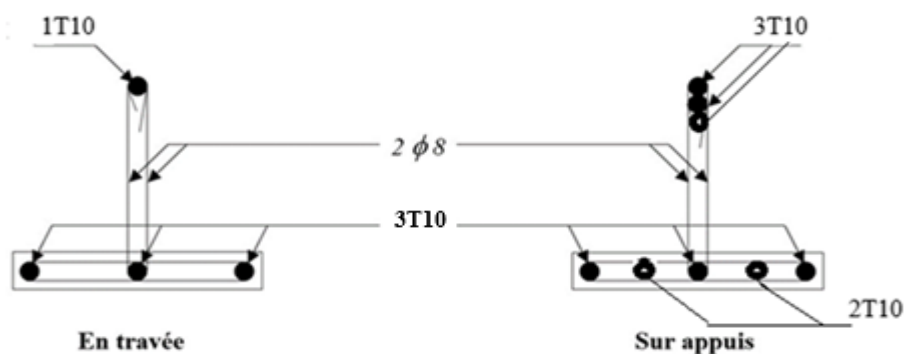


Figure III.21 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travée et appuis.

III.4.2.10 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

• Condition de non fragilité :

$$As^{min} \leq 0.23bd f_{t28} = 0.23 \times 120 \times 189 \times \frac{2.4}{500} = 2.504 \text{ cm}^2$$

➤ Pour travée :

$$As = \max[2.42 ; 3.14] = \text{cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 4T10 = As = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ Pour appuis :

$$As = \max[5.92 ; 6.28] = \text{cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 8T10 = As = 6.28 \text{ cm}^2$$

• Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

C'est-à-dire : $Tu^{\max} = 41.8679 \text{ KN}$

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b.d} = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification à ELS :

$$M_{tser}^{\max} = 12.212 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 22.9878 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

b) Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

- Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times Mser \times (d - y)}{I} < \overline{\sigma_{st}}$

-Position de l'axe neutre :

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

Avec :

$$n = \frac{Es}{Eb} = 15; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12; c = c' = 0.1h = 2.1 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

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

Tableau III.11 : Vérification des contraintes.

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	Vérification
Travée	12.212	3.14	3.56	11739.84	4.74	Vérifie
Appuis	22.9878	6.28	6.09	29351.62	6.88	Vérifie

III.4.2.11 Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & CV \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} & CNV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M0} & CV \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

Tel que : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5.00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5.00 \text{ m}$

Donc : $\bar{f} = \frac{455}{500} = 0.91$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Calcul de la flèche.

M_{ser}	A_s	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0	I_{fi}	I_{fv}
$(KN.m)$	(cm^2)		(MPa)				(cm^4)	(cm^4)	(cm^4)
12212	3.14	0.0138	205.78	3.39	1.36	0.70	56810.50	18595.03	29219.55

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.13 : Vérification de la flèche due aux déformations.

$f_v (cm)$	$f_i (cm)$	Δf_T	$\bar{f}$	Vérification
0,80702	0,4227	0.3843	0.91	Vérifie

III.5 Balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

III.5.1 Evaluation des charges :**Tableau III.14 :** Charge permanente (Charge du balcon).

N	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m ³)	Poids surfacique (kN / m ²)
1	Dalle de sol	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la dalle	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				5.29

Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau III.15: Charge concentrée du garde-corps.

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Poids du mur (Brique)	0.1	9	0.9
2	Enduit en plâtre	0.04	10	0.40
Charge permanente G				1.3

Pour une bonde de 1m : $P \times 1m = 1.3KN/ml$.

III.5.2 Combinaisons des charges :

a) - Charge réparties G et Q :

-ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.29) + (1.5 \times 3.5) = 12.392 \text{ KN/m}$

-ELS : $q_s = G + Q = (5.29 + 3.5) = 8.79 \text{ KN/m}$

b) - Charge concentré :

- ELU : $p_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN/ml}$

- ELS : $p_s = P = 1.3 \text{ KN/ml}$

c) - Moment due à la main courante :

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN/m}$

Tableau III.16 : Résultat d'évaluation des charges.

	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Q	12.392	8.79
P	1.755	1.3
M_{mc}	1.5	1

III.5.3 Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminer par les formules de la **RDM** suivantes :

ELU :

-Moment fléchissant $\rightarrow M = - (q \cdot l^2 / 2) + P \cdot l = - (12.392 \times 1.5^2 / 2) + (1.755 \times 1.5)$

$$M_u = -16.573 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -11.838 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant $\rightarrow T = q \cdot l + P = 12.392 \times 1.5 + 1.755$

$$T_u = 20.343 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 14.485 \text{ KN.m}$$

Tableau III.17 : Résultat d'évaluation des charges.

	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
M(KN.m)	16.573	11.838
T(KN)	0.343	14.485

III.5.4 Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m de largeur.

Avec : $M_u = 16.573 \text{ KN.m}$ et $T_u = 20.343 \text{ KN.m}$

APPLICATION :

$f_{c28} = 30 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPA}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPA}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPA}$

Tableau III.18 : Ferrailage du balcon.

Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (mm)	As Calculé	Choix	As Adopté	Esp (cm)
16.573	0.053	Oui	0	0.068	131.32	2.90	6T8	3.02	16

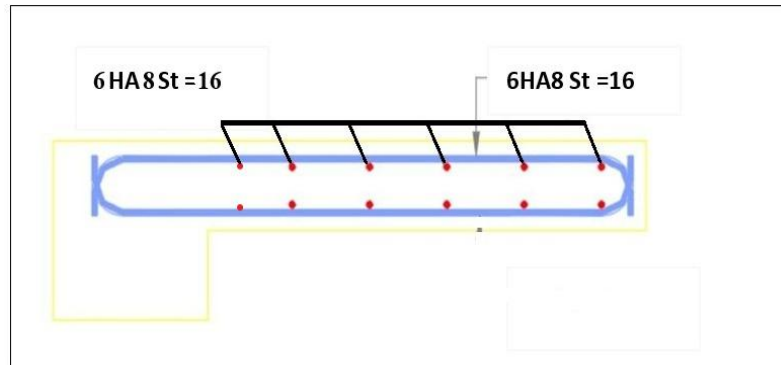


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de balcon.

a) - Vérification à ELU :

- **Espacement :**
$$\begin{cases} St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \text{ pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$\begin{cases} St \leq \min(33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) S = 16\text{cm} \dots \text{CV} \end{cases}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{As}{4} < Ar < \frac{As}{2} \rightarrow 0.755 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 1.51 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T6 = 1.13 cm² ; avec : St = 20 cm

- **Condition de non fragilité :**

$$As \geq As_{\min} \quad \text{avec : } As_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.02 \text{ cm}^2 \geq As_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \text{Min} (0.2 f_{c28} \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa} \rightarrow \gamma_b = 1.5 \text{ Situation durable .}$$

$$\tau_u = \tau_{u_{\max}} / b \cdot d = 20.343 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.1506 \text{ MPa}$$

Donc :

$$0.1506 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

b) - Vérification de l'ELS :

- **Vérification des contraintes du béton :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$.

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec:

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$; $d'=1.5\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500$

Tableau III.19 : Vérification des contraintes.

$M_{ser}(\text{KNm})$	$As(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Verification
11.838	3.02	3.07	5892.43	6.17	314.21	Verifier

III.5.5 Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M0} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} CV \\ CV \\ CNV \end{array}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

Tel que : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5.00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5.00 \text{ m}$

Donc : $\bar{f} = \frac{150}{500} = 0.30$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.20 : Calcul de la flèche.

M_{ser}	A_s	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0	I_{fi}	I_{fv}
(KN.m)	(cm ²)		(MPa)				(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
11.838	3.02	0.0022	290.36	10.73	4.29	0.16	31386.60	12724.49	18623.56

- Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.21 : Vérification de la flèche due aux déformations.

$f_v \text{ (cm)}$	$f_i \text{ (cm)}$	Δf_T	$\bar{f}$	Vérification
0.13340	0.0651	0.0683	0.30	Vérifie

**CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE
SISMIQUE**

IV.1 Introduction :

Les tremblements de terre représentent une menace constante pour les structures et la sécurité humaine. Pour minimiser les risques associés à ces événements dévastateurs, il est impératif que les usages soient conçus et construits selon des normes strictes en matière de résistance sismique.

Les règlements parasismiques, tels que les **règles parasismiques Algériennes (RPA2024)**, fournissent des directives précieuses pour assurer la sécurité et la robustesse des structures dans les zones sismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par **les règles parasismiques Algériennes RPA2024**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel (**ETABS22.3**) qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude dynamique :

Avant de mener une analyse dynamique approfondie de la structure, il est essentiel de créer un modèle de calcul précis qui représente fidèlement les caractéristiques et le comportement de cette structure. Ce modèle servira de base pour évaluer la réponse de la structure aux charges dynamiques, telles que celles générées par l'activité sismique.

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

Le processus de modélisation de la rigidité des éléments constituant le contreventement, tel que décrit, est crucial pour garantir une représentation précise du comportement de la structure sous charges sismiques. Voici une explication détaillée du processus :

a) Modélisation des Poutres et des Poteaux : Chaque poutre et chaque poteau de la structure sont modélisés par des éléments linéaires de type poutre, également appelés éléments "Frame", à deux nœuds. Chaque nœud possède 6 degrés de liberté, ce qui inclut trois translations (le déplacement en x, y et z) et trois rotations (autour des axes x, y et z). Ces degrés de liberté permettent de capturer le comportement de flexion et de torsion des poutres et des poteaux.

b) Disposition des éléments : Les poutres sont positionnées entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i), représentant ainsi les éléments horizontaux de la structure. Les poteaux sont positionnés entre deux nœuds de niveaux différents (niveau i et niveau i+1), représentant les éléments verticaux qui transfèrent les charges sismiques entre les étages de la structure.

c) Modélisation des voiles : Chaque voile, qui constitue un élément important de contreventement, est modélisé par un élément surfacique de type Shell à quatre nœuds. Les voiles fournissent une résistance latérale significative contre les déformations horizontales de la structure.

d) Contraintes de diaphragme aux planchers : Une contrainte de type diaphragme est attribuée à tous les planchers de la structure. Cette contrainte représente des planchers infiniment rigides dans leur plan, ce qui permet de transmettre efficacement les charges sismiques horizontales entre les éléments de contreventement.

e) Conditions aux limites à la base : Tous les nœuds situés à la base du bâtiment sont encastres, ce qui signifie que les six degrés de liberté (translations et rotations) de ces nœuds sont bloqués. Cette condition aux limites garantit une fixation complète de la base de la structure, assurant ainsi sa stabilité globale.

IV.2.2 Modélisation de la masse :

a) Charge des planchers : La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le *RPA2024* avec $(\beta=0,3)$ pour un usage bureautique.

b) Masse volumique des matériaux : La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

c) Masse volumique de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) : La charge de l'acrotère et des murs extérieurs en maçonnerie est répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. Cette répartition est réalisée uniquement sur le plancher terrasse pour l'acrotère. Cette charge supplémentaire contribue à simuler les effets des éléments architecturaux et des murs extérieurs sur la stabilité et la réponse sismique de la structure.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (*RPA2024*) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

a) Principe :

- Les forces dynamiques réelles induites par un séisme sont remplacées par des forces statiques fictives, simplifiant ainsi l'analyse.
- Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale.
- Les forces sismiques équivalentes sont appliquées successivement selon deux directions orthogonales choisies, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut et les conditions complémentaires.
- Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (**RPA2024**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2 Méthode modale spectrale :

Dans les cas où les conditions de régularité ne sont pas satisfaites, l'analyse modale spectrale offre une méthode efficace pour évaluer la réponse dynamique de la structure aux charges sismiques, fournissant ainsi des résultats précis et fiables pour la conception et l'évaluation de la sécurité des bâtiments.

a) Principe :

a.1) Concentration des masses au niveau des planchers : Les masses de la structure sont considérées comme concentrées au niveau des planchers.

a.2) Déplacements horizontaux des nœuds : Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte dans l'analyse.

a.3) Nombre de modes à prendre en compte :

- Le nombre de modes à considérer est déterminé de manière à ce que la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.
- Alternativement, tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le nombre minimal de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois (3).

a.4) Influence des modes de torsion : Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent être satisfaites en raison de l'influence significative des modes de torsion, le nombre minimal de modes à retenir (K) doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2s$$

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

b) Analyse spectrale :

La plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse (toute structure est assimilable à un oscillateur multiple), la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

Spectre de calcul horizontale :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

• **Représentation graphique du spectre de réponse :**

(T) : spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l'accélération de la pesanteur (g).

R : coefficient de comportement de la structure (**RPA2024**).

QF : facteur de qualité (**RPA2024**).

A : Coefficient d'accélération de zone sismique VI /groupe 2 (**RPA2024**).

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure, on fonction du système de Contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

• **Résultante des forces sismiques de calcul :** L'une des premières vérifications préconisées par les « **RPA2024** » est relative à la résultante des forces sismiques.

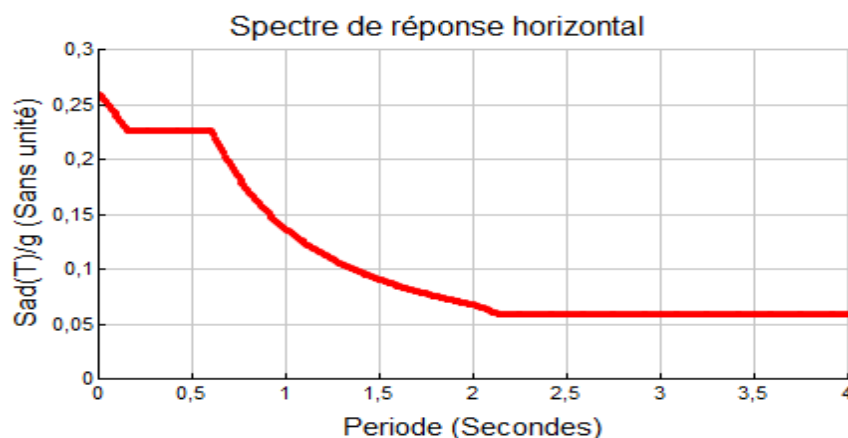


Figure IV.1 : Spectre de réponse horizontal.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

IV.3.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. **(RPA2024) : A=0,3** (zone VI et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. **(RPA2024) : R=4,5**

W : Poids total de la structure.

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité e et de la classe de sol.

Catégorie **S3** site meuble.

T1 = 0,15.

T2 = 0,60.

η : Coefficient de correction d'amortissement : **$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76$**pour ($\xi = 10\%$).

Q_F : Facteur de qualité. La valeur de Q déterminée par la formule :

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

P_q : C'est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q**. Sa valeur est donnée par **(RPA2024)**.

-Le facteur de qualité Q_f module la valeur du coefficient de comportement R , dans notre cas on a $R = (4.5)^b$

Alors selon le *RPA2024* on va utiliser le tableau de la catégorie (b) suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pondérations P_q .

Catégorie	Critère q	Observé	N/observé
	➤ Régularité en plan	0	0.05
	➤ Régularité en élévation	0	0.20
	➤ Redondance en plan	0	0.05
$\Sigma =$			0.05

Par la somme : $Q_F = 1 + 0.05 = 1.05$ (dans les deux sens).

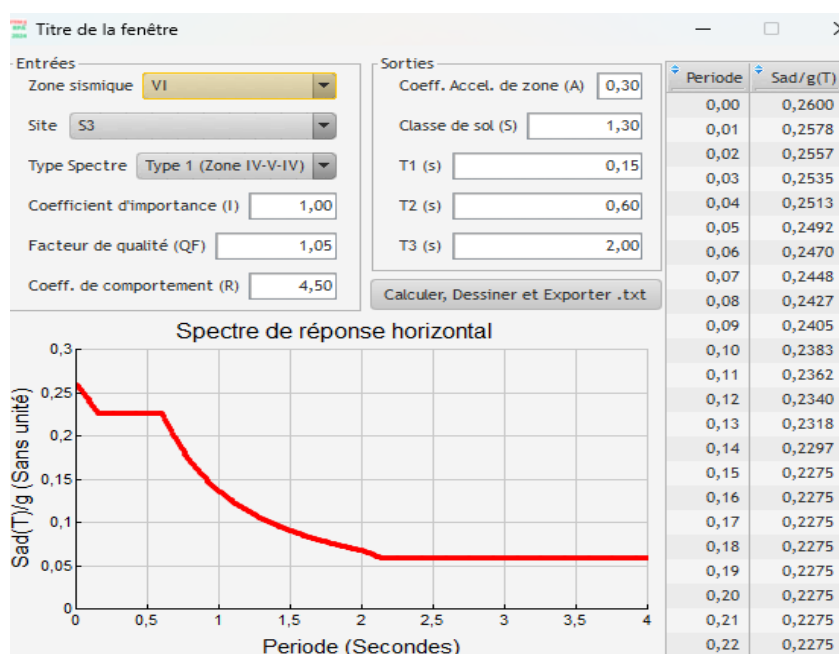


Figure IV.2 : Spectre de réponse.

IV.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le *RPA2024* sont :

$$T_{\text{emprique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

$$C_T = 0.05.$$

$$h_N = 36.04 \text{ m.}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = \mathbf{0.735s}$$

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le **RPA2024**.

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

IV.4 Résultats de l'analyse sismique :

Elle est au résultat :

IV.4.1 Modèle initial :

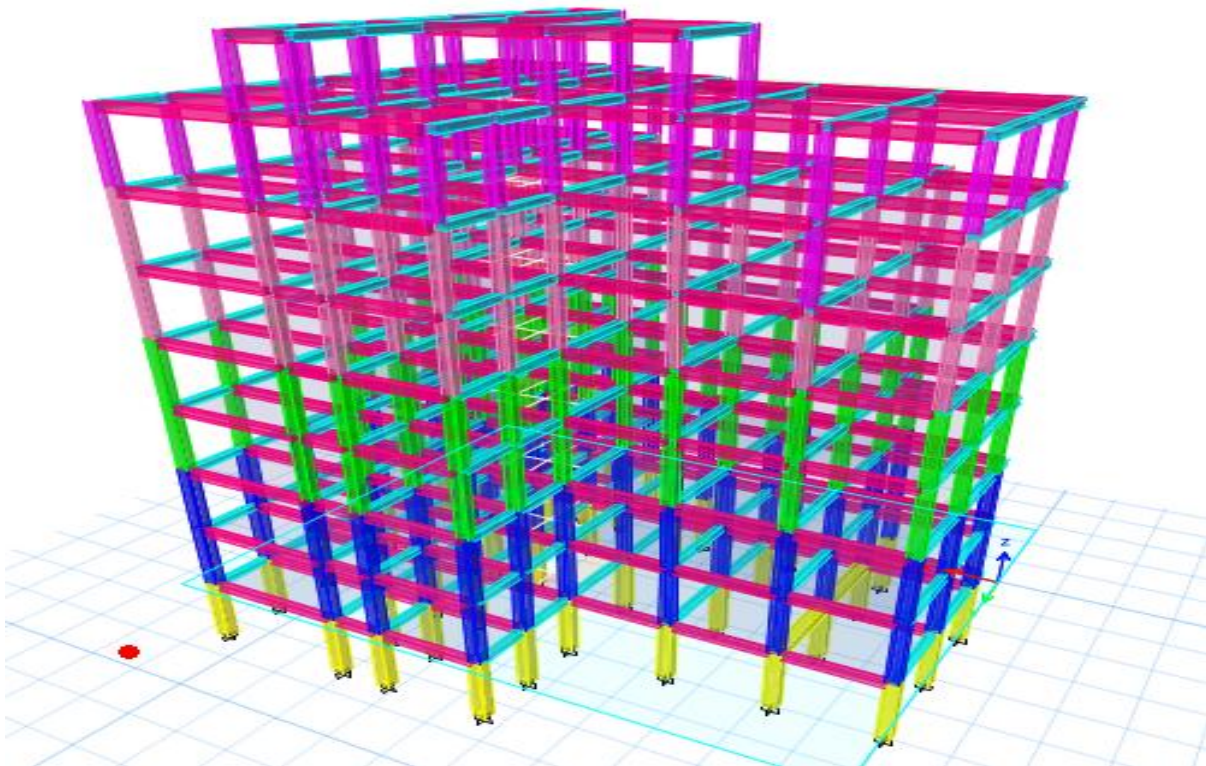


Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle initial.

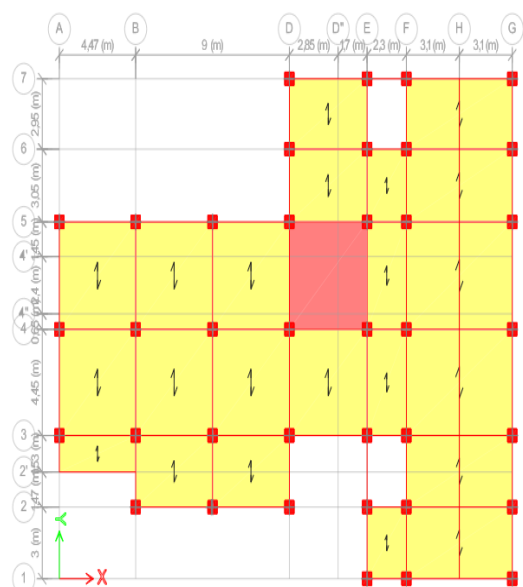


Figure IV.4: Vue en plan du modèle initial

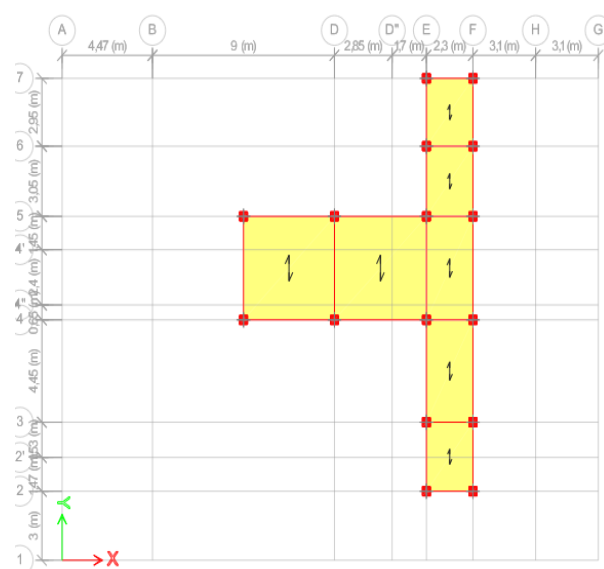


Figure IV.5: Vue en plan de plancher Terrasse.

d'étage courant.

IV.4.1.1 Caractéristiques dynamiques propres de modèle initial :

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,541	0,0029	0,7078	0,0029	0,7078
2	1,465	0,7631	0,004	0,766	0,7118
3	1,338	0,0016	0,0519	0,7676	0,7637
4	0,525	0,0008	0,1093	0,7685	0,873
5	0,503	0,116	0,0011	0,8845	0,8741
6	0,461	0,0006	0,0065	0,8851	0,8806
7	0,297	0,0003	0,042	0,8854	0,9226
8	0,285	0,0424	0,0004	0,9278	0,923
9	0,261	0,0004	0,0019	0,9281	0,9249
10	0,206	0,0001	0,023	0,9283	0,9478
11	0,199	0,0223	0,0002	0,9506	0,948
12	0,181	0,0002	0,0006	0,9508	0,9486

IV.4.1.2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.541s > 1.3 T_{(RPA)x} = 0.920s$.

$$T = 1.541s > 1.3 T_{(RPA)y} = 0.819s.$$

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode suivant la direction X.
- Le premier mode est une translation suivante X.
- Le deuxième mode est une translation suivante Y.
- Le troisième mode est une translation suivante X.

IV.5 Disposition des voiles de contreventement :**IV.5.1 Modèle final :**

Selon le *RPA2024* l'ouvrage doit comporter des contreventements au moins deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

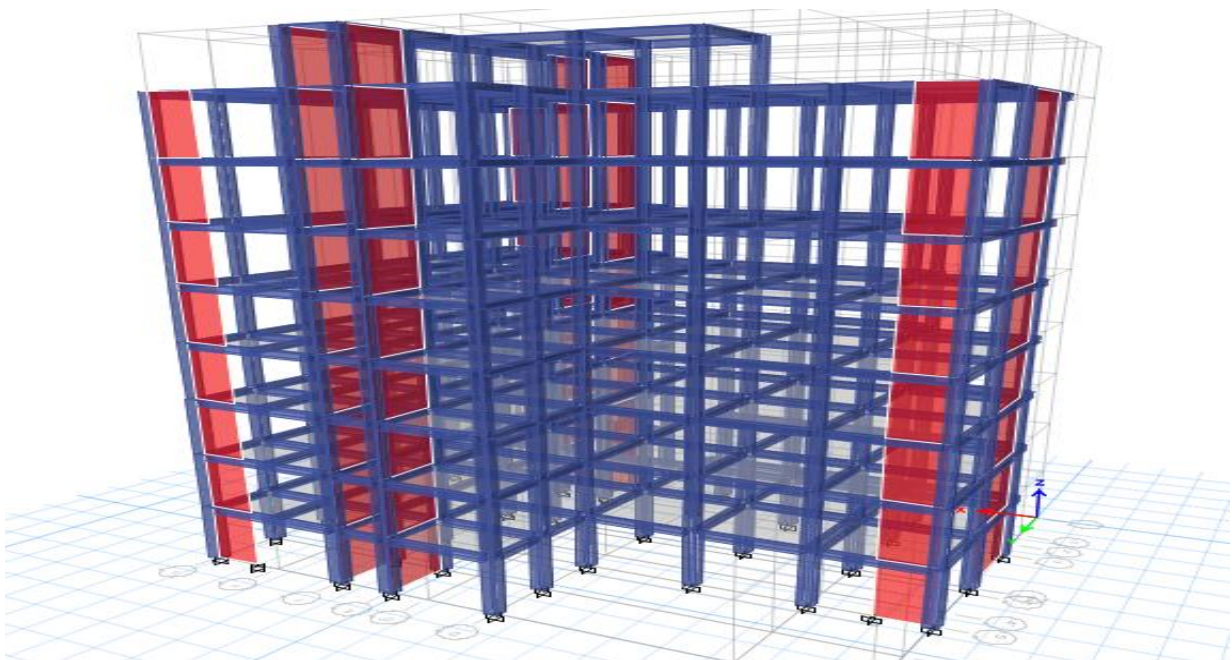


Figure IV.6 : Vue en plan 3D du modèle final.

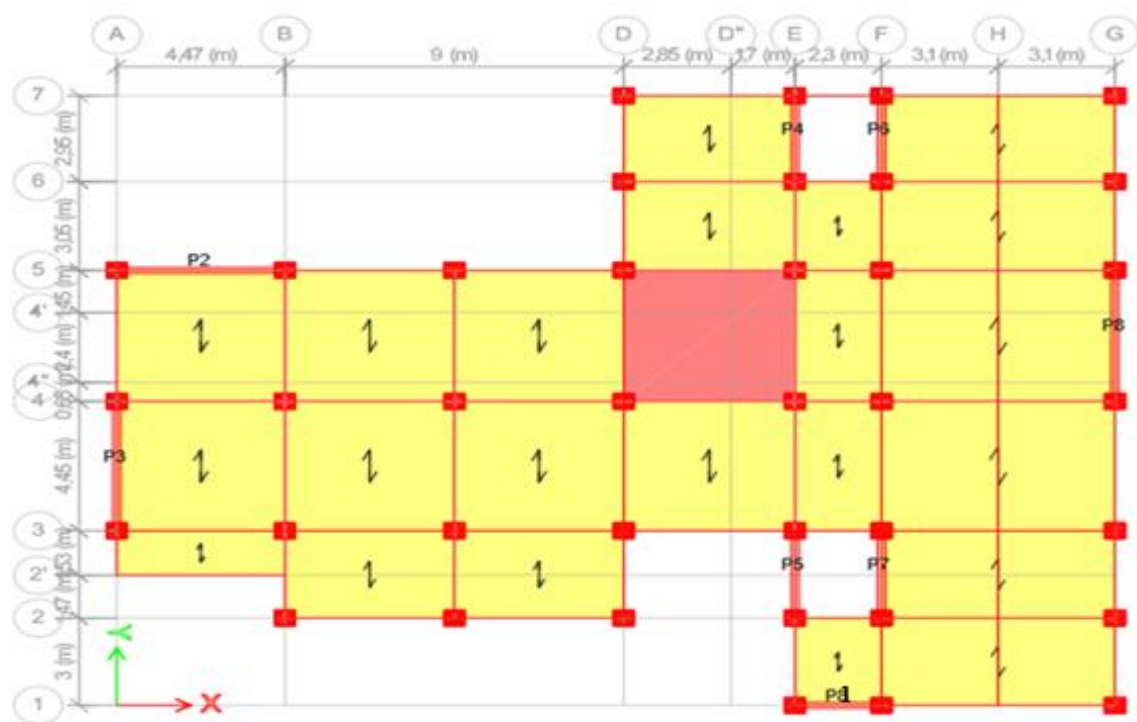


Figure IV.7 : Vue en plan d'étage courant.

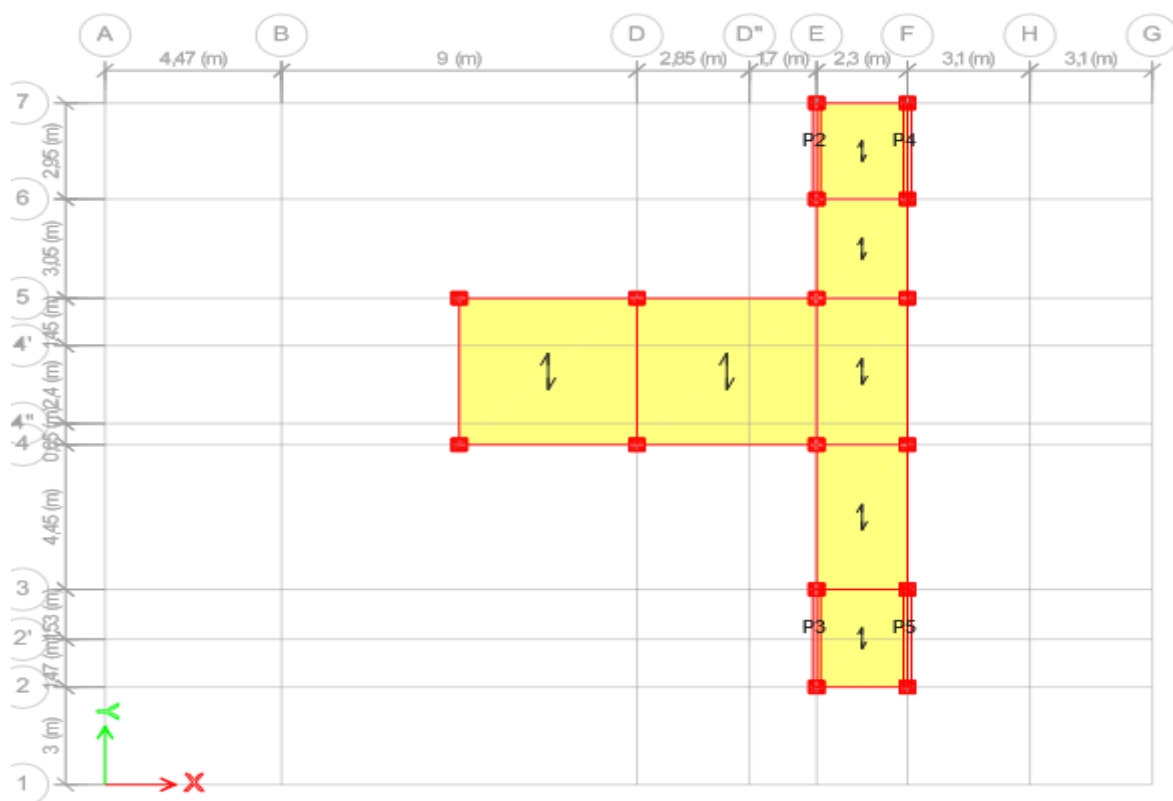


Figure IV.8: Vue en plan de plancher Terrasse.

Tableau IV.3 : Dimensions des voiles.

Voiles	Longueur(m)	Épaisseur
V _{x1}	2.3	20 cm
V _{x2}	4.47	20 cm
V _{y3}	4.45	20 cm
V _{y4+6}	2.95	20 cm
V _{y5+7}	3	20 cm
V _{y8}	4.5	20 cm

IV.5.2 Caractéristique dynamiques propre du modèle**Tableau IV.4 :** Participation massique de modèle final.

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,13	0,6906	0,0001	0,6906	0,0001
2	0,869	0,0006	0,5948	0,6912	0,595
3	0,735	0,001	0,0728	0,6921	0,6678
4	0,3	0,168	2,121E-05	0,8601	0,6678
5	0,202	0,0001	0,1735	0,8602	0,8413
6	0,174	0,0001	0,0121	0,8603	0,8534
7	0,146	0,0397	3,669E-05	0,9	0,8534
8	0,118	0,0356	3,157E-06	0,9356	0,8534
9	0,111	0,0001	0,0064	0,9357	0,8598
10	0,084	5,233E-06	0,0688	0,9357	0,9286
11	0,076	0,032	4,45E-05	0,9677	0,9286
12	0,073	0,0011	0,0003	0,9688	0,9289

IV.5.3 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.13s$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode suivant la direction Y.
- Le premier mode est une translation suivant X.
- Le deuxième mode est une translation suivant Y.
- Le troisième mode est une rotation.

IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le fichier des résultats d'*ETABS22.3*. Le poids de la structure est :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W \quad (RPA2024)$$

λ : Coefficient de correction.

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment.

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul.

Tableau IV.5 : Résultats de la force sismique V_{XY} .

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)
Ex	5201,619	0	0
Ey	0	5722,96	0
W=G+0.3Q	0	0	42863,6277

Donc il faut vérifier : $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 \times V_{\text{statique}}$

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 \times V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	4224,9527	4161,295	Vérifiée
Sens Y-Y	5043,022	4578,37	Vérifiée

IV.7 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitation dues au séisme est limite la

condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times F_{c28}} \leq 0.35$$

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique

B_c : L'aire de la section transversale du poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Vérification de l'effort normale réduit						
Niveau	a (cm)	b (cm)	Aire (cm ²)	N (kN)	ν	Résultats
Story 1	55	55	3025	1953,6326	0,215	Condition vérifiée
Story 3	50	50	2500	1700,4106	0,226	Condition vérifiée
Story 5	45	45	2025	1217,5024	0,200	Condition vérifiée
Story 7	40	40	1600	767,8166	0,159	Condition vérifiée
Story 9	35	35	1225	465,7427	0,127	Condition vérifiée

IV.8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon :

$$\delta = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad (RPA2024)$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q_F : Coefficient de qualité.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (RPA2024)$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.015 \times h_k \quad (RPA2024)$

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X.

Niveau	Hauteur (mm)	Dans le sens X-X				Résultat
		δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$\bar{\Delta}$	
8 ^{ème}	3400	58,042	248,75143	9,75429	58,042	Vérifiée
7 ^{ème}	4080	55,766	238,99714	33,6129	55,766	Vérifiée
6 ^{ème}	4080	47,923	205,38429	35,5586	47,923	Vérifiée
5 ^{ème}	4080	39,626	169,82571	36,9729	39,626	Vérifiée
4 ^{ème}	4080	30,999	132,85286	36,54	30,999	Vérifiée
3 ^{ème}	4080	22,473	96,312857	34,6071	22,473	Vérifiée
2 ^{ème}	4080	14,398	61,705714	29,7986	14,398	Vérifiée
1 ^{er}	4080	7,445	31,907143	22,0971	7,445	Vérifiée
RDC	4080	2,289	9,81	9,81	2,289	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y.

Niveau	Hauteur (mm)	Dans le sens Y-Y				Vérification
		δ_{ek}	δ_k	Δ_k (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	
8 ^{ème}	3400	53,323	228,527	-12,964	51	Vérifiée
7 ^{ème}	4080	56,348	241,491	38,4986	61,2	Vérifiée
6 ^{ème}	4080	47,365	202,993	39,2871	61,2	Vérifiée
5 ^{ème}	4080	38,198	163,706	39,0429	61,2	Vérifiée
4 ^{ème}	4080	29,088	124,663	37,1143	61,2	Vérifiée
3 ^{ème}	4080	20,428	87,5486	33,3643	61,2	Vérifiée
2 ^{ème}	4080	12,643	54,1843	27,33	61,2	Vérifiée
1 ^{er}	4080	6,266	26,8543	18,9429	61,2	Vérifiée
RDC	4080	1,804	7,731	7,731	61,20	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

IV.9 Vérification de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\left(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}\right) \leq 0.10 \quad (\text{RPA2024})$$

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \Psi Q_i) \quad (\text{RPA2024})$$

V_k : Effet effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

H_k : Hauteur du niveau "k".

Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau IV.10 : valeurs du coefficient de comportement Ψ, la charge d'exploitation Q.

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitations, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : salles d'exposition, de sport, Lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessous	0.60

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ inter étages sens X-X.

Niveau	Hauteur	Dans le sens X-X				
		P_k	$V_{x,k}$	$\Delta_{x,k}$	Θ_x	Vérification
8 ^{ème}	3400,00	1336,3044	351,7708	9,75429	0,010898	Vérifiée
7 ^{ème}	4080,00	6324,7494	1390,6144	33,6129	0,03747	Vérifiée
6 ^{ème}	4080,00	11363,2344	2090,8433	35,5586	0,047366	Vérifiée
5 ^{ème}	4080,00	16401,7193	2590,32	36,9729	0,05738	Vérifiée
4 ^{ème}	4080,00	21594,978	3006,4224	36,54	0,06433	Vérifiée
3 ^{ème}	4080,00	26788,2367	3410,2978	34,6071	0,066628	Vérifiée
2 ^{ème}	4080,00	32143,0041	3778,039	29,7986	0,062138	Vérifiée
1 ^{er}	4080,00	37388,5568	4067,1373	22,0971	0,049788	Vérifiée
RDC	4080,00	42863,6277	4224,9527	9,81	0,024394	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y.

Niveau	Hauteur	Dans le sens Y-Y				
		P_k	$V_{y,k}$	$\Delta_{y,k}$	Θ_y	Vérification
8 ^{ème}	3400,00	1336,3044	413,563	-12,964	-0,0123	Vérifiée
7 ^{ème}	4080,00	6324,7494	1815,36	38,4986	0,03287	Vérifiée
6 ^{ème}	4080,00	11363,2344	2781,82	39,2871	0,03933	Vérifiée
5 ^{ème}	4080,00	16401,7193	3509,74	39,0429	0,04472	Vérifiée
4 ^{ème}	4080,00	21594,978	4128,45	37,1143	0,04758	Vérifiée
3 ^{ème}	4080,00	26788,2367	4646,02	33,3643	0,04715	Vérifiée
2 ^{ème}	4080,00	32143,0041	5081,89	27,33	0,04237	Vérifiée
1 ^{er}	4080,00	37388,5568	5404,51	18,9429	0,03212	Vérifiée
RDC	4080,00	42863,6277	5547,32	7,91143	0,01498	Vérifiée

IV.10 Vérification de facteur de comportement R :

Pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé avec justification d'interaction portiques-voiles (structure 4b selon **RPA2024**) le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 4.5

Les voiles reprennent de 55% à 65% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

On va prendre nos résultats à partir de : $55\% \leq P_{\text{Voile}} / P_{\text{TOT}} \leq 65\%$

Tableau IV.13 : Vérification de facteur de comportement R.

Forces Latérales (kN)			
Direction x		Direction y	
Totale	Voile	Totale	Voile
4224,9526	3096,048	5547,3225	4886,3759
Les voiles reprennent			
73% des forces latérales suivant x		88% des forces latérales suivant y	

Conclusion :

D'après nos résultats : $P_{\text{Voile}} / P_{\text{TOT}} \geq 65\%$

- Donc on a changé le système 4 par le système 5 (Système de contreventement constitué par des voiles) .
- Tous les critères dynamiques sont vérifiés, donc le modèle est conforme au **RPA2024**.

**CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons déterminer le ferrailage doit respecter les règlements en vigueur l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA2024**.

Notre structure est composée essentiellement d trois structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 Ferrailage des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, assurent des fonctions essentielles en servant de supports pour les poutres et en transmettant efficacement les charges vers les fondations. Les sections des poteaux subissent divers types de sollicitations, notamment la flexion composée (M, N), la compression simple (N) et un moment de flexion (M). En ce qui concerne la flexion composée, elle peut se présenter selon l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

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

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	γ_s	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	30	17	1.15	500	435
Accidentelle	1.20	30	21.25	1	500	500

V.2.2 Combinaisons d'action :

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

- **Selon CBA 93 :**

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} ELU : 1,35G + 1,5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

- **Selon RPA 2024 :**

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y \\ G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal et le moment correspondant ($N^{\max}$, $M^{\text{corr  }}$)
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, $N^{\text{corr  }}$)
- Effort minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, $M^{\text{corr  }}$)

V.2.3 Recommandation selon RPA2024 :

D'après le **RPA 2024**, pour une zone sismique VI, il est prescrit que les armatures longitudinales doivent être droites, sans crochet, et présentant une haute adhérence.

Pour les armatures longitudinales :

- Leur pourcentage est limité par :

$$1.00\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \rightarrow \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$1.00\% < \frac{A_s}{B} < 8\% \rightarrow \text{Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton (cm²).

- Le diamètre minimal est de 12 (cm).
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales pour la zone VI est de : $60\phi_t$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 (cm) pour la zone VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- L'espacement maximum est de 10 (cm) entre 2 cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.

Pour les armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est donnée par : $\frac{At}{t} = \frac{(\rho_a . Vu)}{(hc . f_e)}$

Avec :

A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_c : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant, il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé et la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone critique) : $t' \leq \text{Min} (b_0/3 ; 10\text{cm} ; 6 \phi_t)$ pour la zone VI
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b_c/2 ; h_c/2 ; 10\phi_t)$ pour la zone VI
- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{At}{t.bc}$) en pourcentage est donné par :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si : } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si : } \lambda g \leq 3 \\ \text{entre deux valeurs limitées si : } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

V.2.4 Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 1\% B$ selon **RPA2024**.

N.B: On utilise le logiciel SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

V.2.5 Ferrailage des poteaux :

➤ **Situation durable :**

Combinaison : **1.35G + 1.5Q**

○ $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V. 2 : Ferrailages des poteaux en situation durable $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ <i>RPA</i>
S.sol ; RDC	55×55	-456,7383	-1,5473	SEC	0,42	0	30.25
1^{er} ; 2^{eme}	50×50	-393,1246	+3,2635	SEC	0	0	25
3^{eme} ; 4^{eme}	45×45	-262,6827	+10,9818	SEC	0	0	20.25
5^{eme} ; 6^{eme}	40×40	-118,5669	+7,5407	SEC	0	0	16
7^{eme} ; 8^{eme}	35×35	-45,9118	+13,5494	SEC	0	0	12.25

- ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V. 3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ RPA
S.sol ; RDC	55×55	-2510,261	-14,5278	SEC	0	0	30.25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-2187,826	-30,2538	SEC	0	0	25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-1575,935	-26,6996	SEC	0	0	20.25
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-992,865	-25,266	SEC	0	0	16
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-429,516	-7,5684	SEC	0	0	12.25

- ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V. 4 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ RPA
S.sol ; RDC	55×55	-1249,217	-53,7452	SEC	3,59	0	30.25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-933,0693	+67,7083	SEC	0	0	25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-603,22	+66,1559	SEC	0	0	20.25
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-294,8738	+57,204	SEC	0	0	16
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-125,301	- 73,936	SEC	0	0	12.25

➤ Situation accidentelle :

Combinaisons : $G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y$ / $G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x$

- $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V. 5 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \min}$ RPA
S.sol ; RDC	55×55	-88,3087	-17,5622	SEC	0	0	30.25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-111,0259	-19,7677	SEC	0	0	25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-93,0238	-30,8552	SEC	0,5	0	20.25
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-45,7145	-31,7947	SEC	1,26	0	16
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-69,0821	-23,7184	SEC	0,77	0	12.25

- $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$

Tableau V. 6 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \min}$ RPA
S.sol ; RDC	55×55	1953,633	132,7277	SET	3,54	0	30.25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	1700,411	144,2427	SET	0	0	25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	1217,502	123,864	SET	0	0	20.25
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	767,8166	104,8881	SET	0	0	16
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	349,0756	101,4961	SET	0	0	12.25

- ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ RPA
S.sol ; RDC	55×55	-1226,04	+132,489	SPC	2,8	1,6	30.25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-944.088	+184.5915	SPC	2.5	1.5	25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-694,841	-179,7501	SEC	2,59	0	20.25
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-370,587	-146,2996	SEC	4,97	0	16
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	+54,4376	-42,0731	SEC	3,27	0	12.25

V.2.6 Choix des armatures :

Tableau V. 8 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s /coté (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)
S.sol ; RDC	55×55	2,8	30.25	16HA16	32.17
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	3,4	25	4HA16+12HA14	26.51
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	2,59	20.25	4HA16+8HA14	20.35
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	5,6	16	12HA14	18.47
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	3,59	12.25	8HA14	12.31

V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

❖ **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

❖ **Acier** :

Fissuration peu nuisiblePas de vérification.

Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, \max (240 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right]$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e, \max (210 \text{ MPa} ; 90 \sqrt{\eta f t j}) \right]$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers H. A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc la valeur de $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$.

➤ Combinaison : **ELS = G + Q**

○ ($N^{\max}$, M^{corr}) : **Tableau V. 9** : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	$N_{ser}^{\max}$ (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	A_s^{adop} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
S.sol ; RDC	55×55	-338.33	-1.1461	32.17	13,1	240	0,88	18	Vérifie
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-291.20	-2.2377	26.51	13,8	240	0,93	18	Vérifie
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-194.58	+8.1347	20.35	15,2	240	1,05	18	Vérifie
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-87.827	+5.5857	18.47	9,88	240	0,7	18	Vérifie
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-29.519	-25.789	12.31	32,9	240	2,85	18	Vérifie

○ ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V. 13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\min}$ (KN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN.m)	A_s adop (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma bc}$ (MPa)	Vérification
S.sol ; RDC	55×55	-1859.5	-10.761	32.17	73,5	240	4,92	18	Vérifie
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-1620.1	-22.410	26.51	80,2	240	5,42	18	Vérifie
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-1167.4	-19.777	20.35	76,3	240	5,19	18	Vérifie
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-735.46	-18.715	18.47	63,7	240	4,4	18	Vérifie
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-318.16	-11.319	12.31	41,8	240	2,96	18	Vérifie

○ (N^{corr} , $M^{\max}$) :

Tableau V. 10 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN)	$M_{\text{ser}}^{\max}$ (KN.m)	A_s adop (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma bc}$ (MPa)	Vérification
S.sol ; RDC	55×55	-925.346	-39.811	32.17	46,2	240	3,17	18	Vérifie
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	-691.162	+50.154	26.51	48,5	240	3,4	18	Vérifie
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	-446.829	+49.004	20.35	50,3	240	3,61	18	Vérifie
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	-218.425	+42.377	18.47	45,8	240	3,46	18	Vérifie
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35×35	-92.8155	-54.768	12.31	73,2	240	6,22	18	Vérifie

V.2.8 Vérification de l'effort tranchant :○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement .

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : La largeur de la section étudiée

d : La hauteur utile. avec : ($d = h \times 0.9$)

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

❖ **Selon CBA93 :**

$\bar{\tau}_u = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ **Selon RPA2024 :** $\bar{\tau}_u = \rho_d . f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$.

h_c, b_c : Dimension de la section du poteau, dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Dans notre cas on a des poteaux carrés :

Tableau V. 11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Pot	T _u (KN)	τ _u	λ	ρ _d	$\overline{\tau u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau u}^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S.sol ; RDC	55×55	C ₃₄	23.795	0.083	5.193	0.075	2.25	3	Vérifie
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50×50	C ₃₄	34.305	0.146	8.16	0.075	2.25	3	Vérifie
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45×45	C ₃₄	33.254	0.176	9.067	0.075	2.25	3	Vérifie
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40×40	C ₃₄	26.678	0.180	10.2	0.075	2.25	3	Vérifie
7 ^{eme}	35×35	C ₃₄	39,294	0.351	11.657	0.075	2.25	3	Vérifie
8 ^{eme}	35×35	C ₂₂	33,278	0.302	12.286	0.075	2.25	3	Vérifie

V.2.9 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA93** et celles des **RPA2024**, elles sont données comme suit :

$$\text{❖ Selon CBA 93 : } \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_1} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Longueur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

❖ Selon le RPA2024 :
$$\frac{At}{t} = \frac{(\rho_a.Vu)}{(hc.f_e)}$$

Avec :

Vu : Est l'effort tranchant de calcul.

hc : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

pa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t : Est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule (7.1), par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

• **Dans la zone nodale (zone critique) :**

$$t \leq \text{Min} (b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6 \varnothing_1) \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Avec :

b₀ : Dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

• **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \text{Min} (b_0 / 2 ; h_c / 2 ; 10 \varnothing_1) \dots\dots\dots \text{Pour la zone sismique VI.}$$

Où :

Ø₁ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Le pourcentage maximal est de :

4% en zone la courante.

8% en zone nodale.

Tableau V. 12 : Espacement maximale selon RPA2024 des poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone courante	Zone nodale
S.sol ; RDC	55 × 55	16HA16	16	16	10
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50 × 50	4HA16+12HA14	16 et 14	25	10
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45 × 45	4HA16+8HA14	16 et 14	22.5	10
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40 × 40	12HA14	14	14	10
7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	35 × 35	8HA14	14	14	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	Choix adop
S.sol ; RDC	55x55	4,08	5.193	0.075	23.795	N	10	0.064	2HA8	1.01
						C	16	0.104	2HA8	1.01
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50*50	4,08	8.16	0.075	34.305	N	10	0.103	3HA8	1.51
						C	25	0.257	3HA8	1.51
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45*45	4,08	9.067	0.075	33.254	N	10	0.111	3HA8	1.51
						C	22.5	0.249	3HA8	1.51
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	40x40	4,08	9.067	0.075	26.678	N	10	0.100	2HA8	1.01
						C	14	0.140	2HA8	1.01
7 ^{eme}	35x35	4,08	11.657	0.075	39,294	N	10	0.168	2HA8	1.01
						C	14	0.236	2HA8	1.01
8 ^{eme}	35x35	3.40	12.286	0.075	33,278	N	10	0.143	2HA8	1.01
						C	14	0.199	2HA8	1.01

V.2.10 Longueur de recouvrement :

a) La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60\varnothing$ pour la zone sismique VI.

Pour :

- $\varnothing = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 96\text{cm}$
- $\varnothing = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 84\text{cm}$

b) Longueur de la zone nodale est de : $L_{cr} = \text{Max} \left(1.5h_c ; \frac{L_{cl}}{6} ; 60\text{cm} \right)$.

Donc : **$L_{cr} = 60\text{cm}$**

V.2.11 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0.9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

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

B_r : Section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

- Poteau carré $B_r = (a - 0.02)^2$.

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours **$f_{c28} = 30\text{MPa}$** .

f_e : Contrainte limite élastique des aciers **$f_e = 500\text{MPa}$** .

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1.5$ (Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable).

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2} & \text{si } \gamma \leq 50 \\ \frac{0.60(50)^2}{\gamma} & \text{si } 50 < \gamma < 70 \end{cases}$$

Avec : $\gamma = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

$i : \frac{a}{\sqrt{12}}$ (poteau carré).

L_f : La longueur de flambement ($L_f = 0.7l_0$).

❖ Calcul de l'effort normale pondéré :

- Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$$N_u (\text{RDC}) = 2426,2151 \text{ KN}$$

Poids du plancher $18.44 \times 7.01 = 129.264 \text{ KN}$.

Poids du poteau 180.956 KN .

Poids de la poutre porteuse 15.272 KN .

Poids de la poutre non porteuse 12.225 KN .

D'où : **$G_{\text{Totale}} : 337.717 \text{ KN}$**

- Surcharge d'exploitation : $Q = 18.44 \times 2.5 = 46.1 \text{ KN}$

Donc : $N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 337.717 + 46.1 = 383.817 \text{ KN}$

Donc : l'effort normale total revenant aux poteaux de sous-sol est :

$$N_{u(ss)} = N_u (\text{RDC}) + N_{u1} = \mathbf{2810.0321 \text{ KN}}$$

Le sous-sol est de section carré $B = 55 \times 55 \text{ cm}^2$

❖ Calcul de ferrailage :

$i = 15,88$.

$$\lambda = \frac{0.55 \times 3,74 \times 10^2}{15,88} = 16,486 \leq 50$$

$\alpha = 0,814$

$B_r = (55 - 2)^2 = 2809 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0.9} \frac{Fc28}{\gamma B} \right] \frac{\gamma S}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[\frac{2810,0321 \times 10^3}{0,814} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \frac{30}{1,2} \right] \frac{1}{500}$$

$$A_s \geq - 0.8702 \text{ cm}^2$$

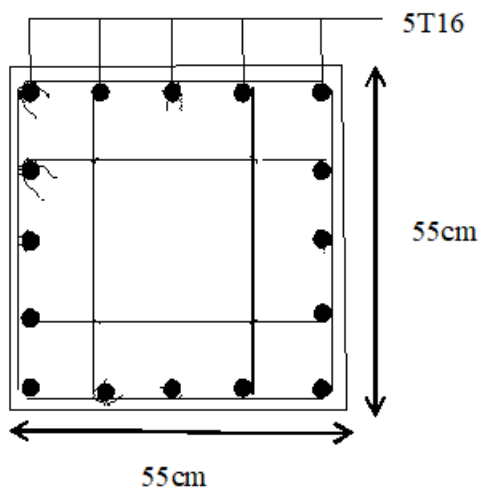
Donc : $A_s^{\min} = 1\% B$ (Selon RPA 2024)

$$A_s = A_s^{\min} = 30,25 \text{ cm}^2$$

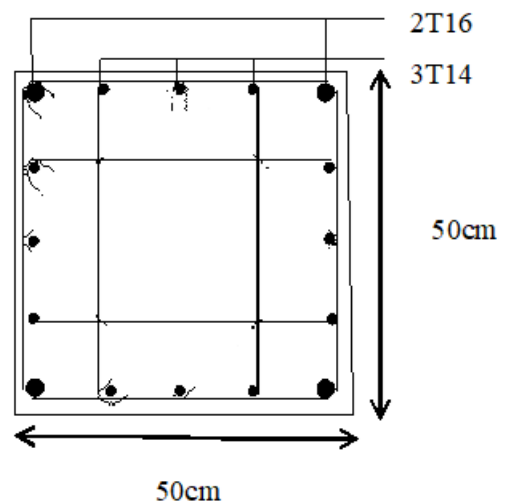
On prend : 16HA16 = 32.17cm²

V.2.12 Schéma de ferrailage des poteaux :

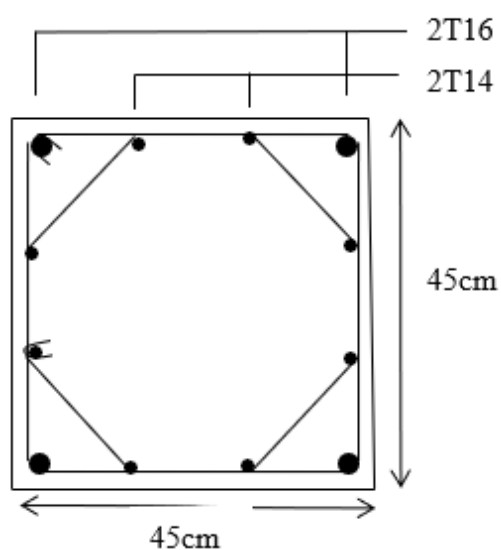
Sous-sol ; RDC : (55*55) cm²



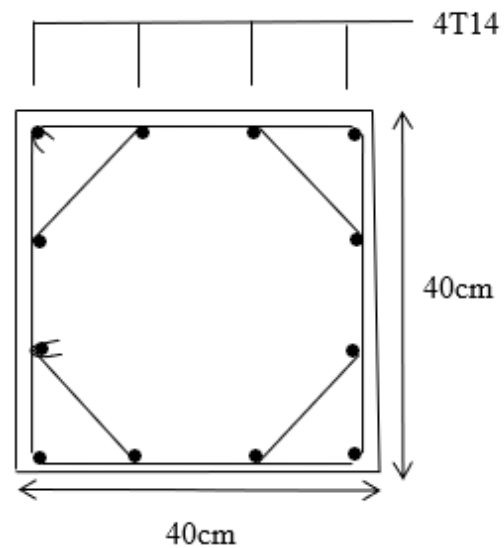
1^{er} étage ; 2^{ème} étage



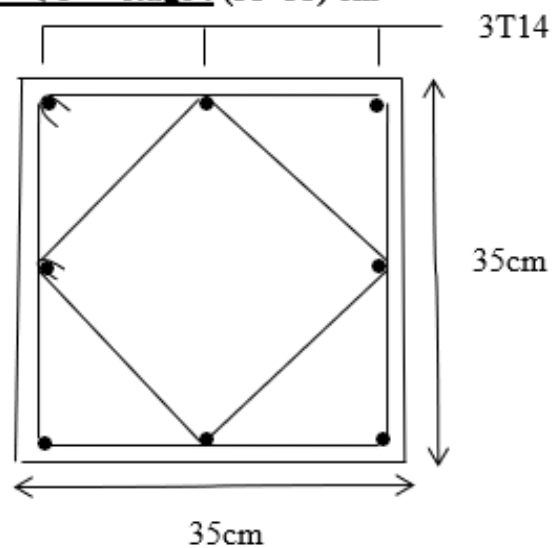
3^{eme} : 4^{eme} étage : (45*45) cm²



5^{eme} : 6^{eme} étage : (40*40) cm²



7^{eme} : 8^{eme} étage : (35*35) cm²



V.3. Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le renforcement des poutres est déterminé selon le diagramme de flexion simple (voir annexe).

○ **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

○ **Selon RPA2024 :**

Situation accidentelle :

- $G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y$
- $G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x$

V.3.2 Recommandations selon RPA2024 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante : $A_{\max} = 4\%B = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ CV
- 6% en zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%B = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ CV

Avec :

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre :

- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

- Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

3- La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre $\varnothing_l$, est de :

- $(50\varnothing_l)$ en zones I, II et III
- $(60\varnothing_l)$ en zones IV, V et VI

4- L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectuée conformément avec des crochets à 90° . Illustre les autres dispositions constructives et quantiles minimales d'armatures. (**RPA2024**).

○ Situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

○ Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1.20$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 21.25 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS 22.3**.

Ont disposé 3 types de poutres :

- Poutres principales PP $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires PS $30 \times 40 \text{ cm}^2$

Les poutres seront calculées par la flexion simple (F.S). D'après le diagramme de la flexion simple (Voir l'annexe).

V.3.4 Les poutres principales :➤ **Situation durable :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

Tableau V. 14 : Ferrailage des poutres porteuses (30×45).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Étage courant	30 × 45	Appui	-159.8159	9,74
		Travée	100.3572	5,79
Étage technique	30×45	Appui	-129.1697	7,69
		Travée	108.2854	6,28
Plancher Terrasse	30×45	Appui	-59.8758	2,97
		Travée	35.5965	2,99

➤ **Situation accidentelle :**

$$G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y / G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x.$$

Tableau V. 15 : Ferrailage des poutres porteuses (30×45).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Étage courant	30 × 45	Appui	-250.052	13,37
		Travée	176.2738	10,89
Étage technique	30×45	Appui	-229.7406	12,14
		Travée	138.6409	8,31
Plancher Terrasse	30×45	Appui	-80.1698	3,94
		Travée	41.769	2,34

V.3.5 Les poutres secondaires :➤ **Situation durable :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

Tableau V. 16 : Ferrailage des poutres non - porteuses (30×40).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Étage courant	30 × 40	Appui	-59.9659	3,35
		Travée	41.0605	2,27
Étage technique	30×40	Appui	-63.2817	3,54
		Travée	44.9996	2,49
Plancher Terrasse	30×40	Appui	-67.1994	3,76
		Travée	46.8336	2,59

➤ **Situation accidentelle :**

$$G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y / G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x$$

Tableau V. 17 : Ferrailage des poutres non - porteuses (30×40).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Étage courant	30×40	Appui	-207.606	3,35
		Travée	202.4877	2,27
Étage technique	30×40	Appui	-188.4772	11,39
		Travée	182.4159	10,98
Plancher Terrasse	30×40	Appui	-162.6211	3,76
		Travée	107.6888	2,59

V.6 Choix des armatures :➤ **Poutre porteuse :****Tableau V. 18 :** choix des armatures la poutre porteuse (30×45).

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As ^{min} RPA	As ^{cal}	Choix des armatures	As ^{adop}
Étage courant	30×45	Appui	-250.052	6.75	13,37	3HA20+2HA16	13,44
		Travée	176.2738		10,89	3HA20+2HA14	12,5

Étage technique	30×45	Appui	-229.7406	6.75	12,14	3HA20+2HA14	12.5
		Travée	138.6409		8,31	3HA20+2HA14	12.5
Plancher Terrasse	30×45	Appui	-80.1698	6.75	3,94	6HA12	6.79
		Travée	41.769		2,34	6HA12	6.79

➤ **Poutre non-porteuse :**

Tableau V. 19 : choix des armatures la poutre non-porteuse (30×40).

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As ^{min} RPA	As ^{cal}	Choix des armatures	As ^{adop}
Étage courant	30×40	Appui	-207.606	6	3,35	3HA16	6.16
		Travée	202.4877		2,27	3HA16	6.16
Étage technique	30×40	Appui	-188.477	6	11,39	6HA16	12.06
		Travée	182.4159		10,98	6HA16	12.06
Plancher Terrasse	30×40	Appui	-162.621	6	3,76	3HA16	6.16
		Travée	107.6888		2,59	3HA16	6.16

V.3.7 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Tableau V. 20 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
(30×45)	7.70	1.341	Vérifie
(30×40)	6.16	1.192	Vérifie

V.3.8 Vérification vis à vis de l'ELS :

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

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma s} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, \max (240 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right]$

Où : $\eta = 1.60$ pour les aciers H.A

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. Donc $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$.

On doit vérifier que :

➤ **Poutre porteuse :**

Tableau V. 21 : Vérification des contraintes pour les poutres porteuses à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérification
Étage courant	Appui	-118.382	9,92	18	115,3	240	Vérifie
	Travée	74.338	5,85		68,6		Vérifie
Étage technique	Appui	-95.681	9,13	18	104	240	Vérifie
	Travée	80.211	7,34		84,2		Vérifie
Plancher Terrasse	Appui	-39.167	6,1	18	60,9	240	Vérifie
	Travée	26.368	4,64		44		Vérifie

➤ **Poutre non-porteuse :****Tableau V. 22 :** Vérification des contraintes pour les poutres non-porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Étage courant	Appui	-44.419	7,4	18	74,7	240	Vérifie
	Travée	30.456	2,43		28,4		Vérifie
Étage technique	Appui	-46.875	8,19	18	81,3	240	Vérifie
	Travée	33.333	2,86		33,3		Vérifie
Plancher Terrasse	Appui	-49.777	8,43	18	84,6	240	Vérifie
	Travée	34.691	4,18		45,9		Vérifie

V.3.9 Vérification de l'effort tranchant :○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement .

T_u : Effort tranchant maximum.

b : La largeur de la section de la poutre.

d : La hauteur utile. Avec : (d= h×0.9)

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\overline{\tau_u}$ égale à :

❖ **Selon CBA93 :**

$\overline{\tau_u} = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Poutre porteuse :**

Tableau V. 23 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres poteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Vérification
Étage courant	30×45	156,7932	1,301	3	Vérifie
Étage technique	30×45	149,8939	1,243	3	Vérifie
P. Terrasse	30×45	69,7419	0,578	3	Vérifie

➤ Poutre non-porteuse :

Tableau V. 24 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres non-poteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Vérification
Étage courant	30×40	57,7393	0,562	3	Vérifie
Étage technique	30×40	57,4545	0,558	3	Vérifie
Plancher Terrasse	30×40	52,0144	0,518	3	Vérifie

V.3.10 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e = 500\text{MPa}$).

$$\begin{aligned}
 &\text{❖ Selon le CBA 93 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \cdot St} > \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{c28} \cdot K}{0.8 \cdot f_{c28}} ; K=1 \\ \frac{A_t}{b \cdot St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \\
 &\text{❖ Selon le RPA 2024 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times St \times b \\ St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \cdot \phi l \right) \quad \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

• Dans la zone nodale (zone critique) : $s = \min (h/4 ; 24 \varnothing_t ; 17.5\text{cm} ; 12 \varnothing_l)$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- $\varnothing_t$: diamètre des armatures de confinement.
- $\varnothing_l$: est le diamètre minimal des barres longitudinales.

• En dehors de la zone critique : $s' \leq h/2$

$s' = \min (h/4 ; 12 \varnothing_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

$\varnothing_l$: plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales dans le cas d'une section en travée, avec des armatures comprimées c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nu l'appui ou de l'encastrement.

On prend : $\varnothing_t = \varnothing_{10} \text{ mm}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA2024		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix
				$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	ZN	ZC		
Principale	30×45	156,793	1,301	36	22.5	11.25	10	20	0.9	2T10
	30×45	149,894	1,243	36	22.5	11.25	10	20	0.9	
	30×45	69,742	0,578	36	22.5	11.25	10	20	0.9	
Secondaire	30×40	57,739	0,562	36	20	16.8	10	15	0.9	2T10
	30×40	57,455	0,558	36	20	16.8	10	15	0.9	
	30×40	52,014	0,518	36	20	16.8	10	15	0.9	

V.3.11 Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60\varnothing$ pour la zone sismique VI. Pour :

- $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $L_r = 96 \text{ cm}$
- $\varnothing = 14 \text{ mm}$ $L_r = 84 \text{ cm}$

V.3.12 Vérification de la flèche :

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

Tel que :

- **Poutre porteuse (30×45) :** $f_{adm} = 0.5 + \frac{455}{1000} = 0.955 \text{ cm}$

Poutre non-porteuse (30×45) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{450}{1000} = 0.95 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

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

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

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

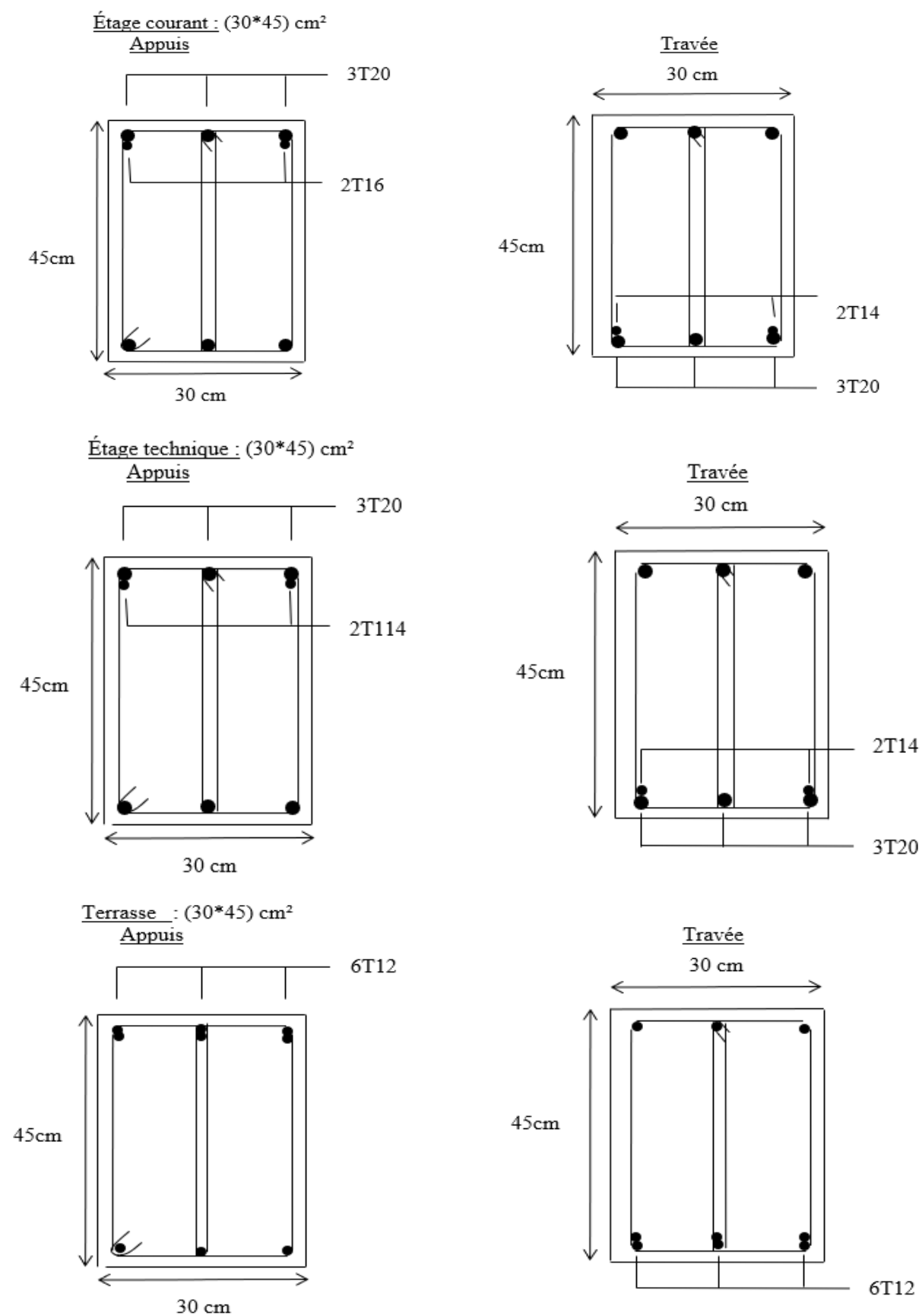
$$f_i = M_{ser} \times l^2 / 10 E_v \times I_{fi}$$

Tableau V. 26 : Vérification de la flèche.

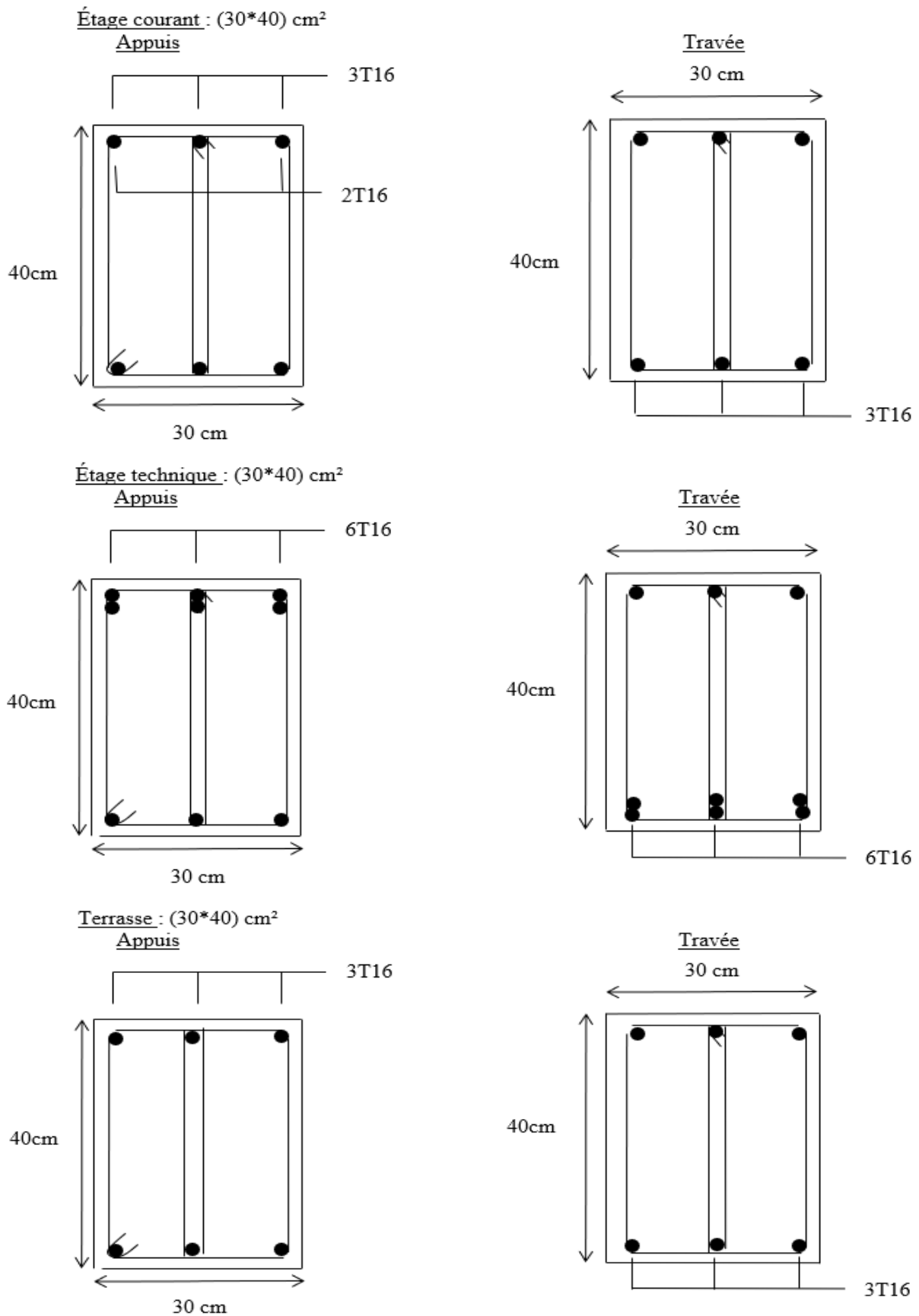
Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Vérifiée
(30×45)	80.211	32164.2	10818.8	5.02442	12.4901	0.9213	0.955	Vérifie
(30×40)	34.691	32164.2	10818.8	0.97845	5.19164	0.3494	0.95	Vérifie

V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres :

➤ **Poutre porteuse :**



➤ Poutre non-porteuse :



V.4 Ferrailage des voiles :**V.4.1 Introduction :**

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés parallèle à leur plan. Certains voiles peuvent être pleins, tandis. Les voiles pleins sont armés pour résister à la flexion composée, et tandis avec un effort tranchant.

Les combinaisons de calculs sont :

- $G + \Psi Q + 0.3E_x + E_y$
- $G + \Psi Q + 0.3E_y + E_x$
- $G + \Psi Q$

Remarque :

Le rôle des voiles est :

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

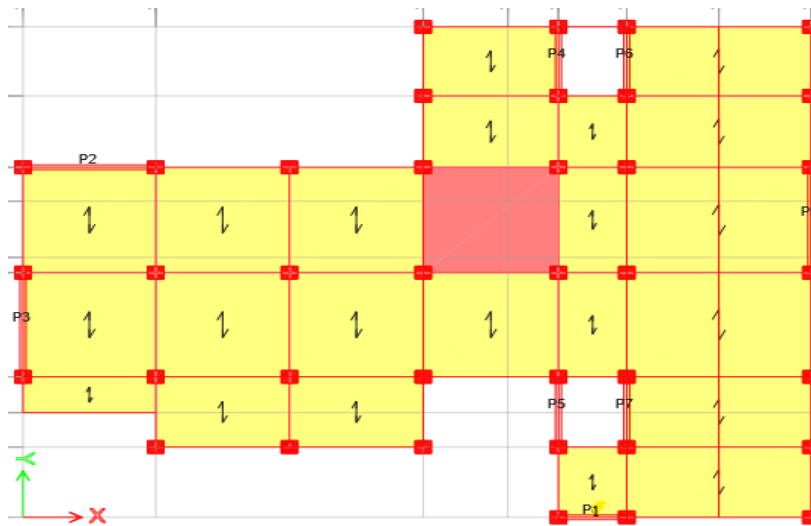


Figure V.2 : Disposition des voiles.

V.4.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel *ETABS22.3*, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 27 : les sollicitations des voiles.

Voile	$l_w(m)$	$M (KN.m)$	$N (KN)$	$\bar{V}(kN)$	$A_s (cm^2)$	A_{Vcal}	Choix
V ₁	2.85	-3282.736	-1013.371	1271.060	13.81	15.39	10HA16
V ₂	5.02	-13279.319	-1962.727	3163.326	35.58	36.19	18HA16
V ₃	5	-11289.831	-2002.381	790.612	26.98	28,15	14HA16
V ₄	3.5	-3084.945	-1522.945	266.451	2.81	36.19	18HA16
V ₅	3.55	-3203.321	-1555.545	305.287	3.14	36.19	18HA16
V ₆	3.5	2959.807	1890.395	261.587	0	36.19	18HA16
V ₇	3.55	-3112.6875	-1872.720	303.017	0	36.19	18HA16
V ₈	5.05	-7772.91	-2202.399	532.843	9.9	18.47	12HA14

V.4.3 Ferrailage des voiles :**V.4.3.1 Dispositions générales :**

• Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant et l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$(v_d = \frac{Nd}{B_c.Fc28}) \leq 0.40 \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

• Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par :

$$l_w \geq \max \left(\frac{he}{3} ; 4b_w ; 1m \right) \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

Avec :

l_w : La longueur de voile. Dans le contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

b_w : L'épaisseur minimale , qu'il doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left(15cm ; \frac{he}{20} \right) \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

Le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur ; en autre :

• Les voiles élancés correspondent à $(\frac{hw}{lw} > 2.0)$: le diagramme de moment flechissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

• La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{hw}{6} \right) \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

Avec :
$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.lw \\ he : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ he : \text{pour } n < 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Où : h_e : c'est la hauteur libre de chaque niveau.

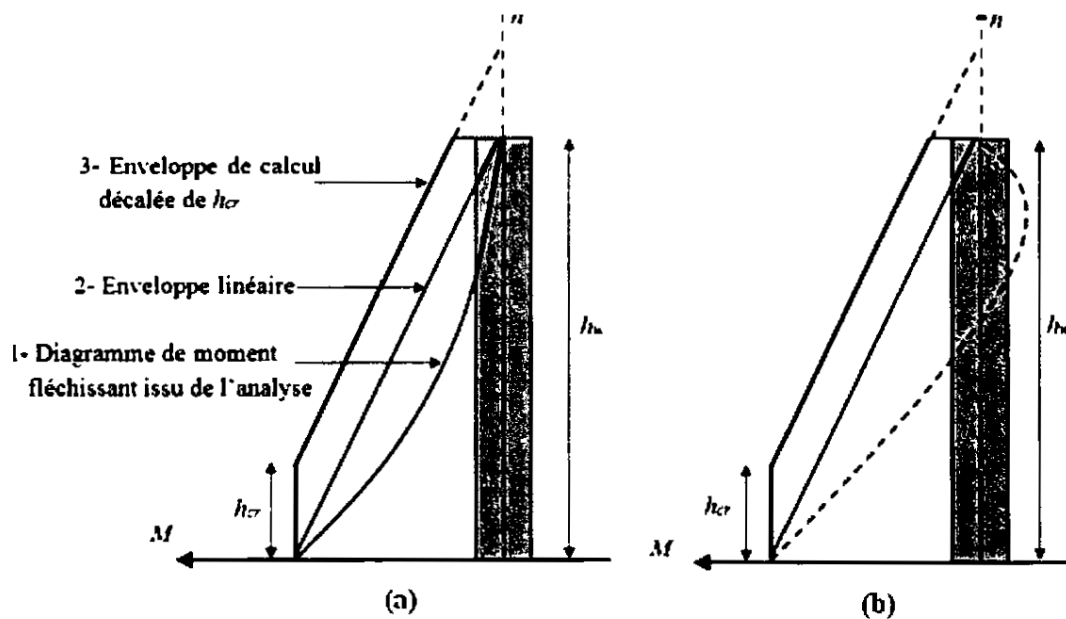


Figure V.3 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau V. 28 : Vérification des moments fléchissant.

Voile	h_e (m)	h_w (m)	l_w (m)	$M_{\max}^{\text{infer}}$	$M_{\max}^{\text{super}}$	h_{cr1} (cm)	h_{cr} (cm)	M_i (KN.m)
V ₁	4.08	32.64	2.85	3282.736	3279.238	5.44	5.44	3282.74
V ₂	4.08	32.64	5.02	13279.319	13523.530	5.44	5.44	1379.323
V ₃	4.08	32.64	5	11289.830	11192.679	5.44	5.44	111292.68
V ₄	4.08	36.04	3.5	3048.945	3045.0524	6.0067	6.0067	3048.95
V ₅	4.08	36.04	3.55	3203.321	3152.266	6.0067	6.0067	3203.32
V ₆	4.08	36.04	3.5	2959.807	2963.611	6.0067	6.0067	2963.61
V ₇	4.08	36.04	3.55	3112.687	3073.747	6.0067	6.0067	3112.69
V ₈	4.08	32.64	5.05	7772.918	7710.540	5.44	5.44	532.84

V.4.3.2 Ferrailage des éléments de rive :

- Le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur l_{cr} mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cu} = 0.35\%$.
- La longueur l_{cr} d'élément de rive doit respecter la condition suivante :

$$l_{cr} \geq \max (0.15 l_w ; 1.5 b_w) \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

Avec :

l_w : Longueur du voile.

b_w : Largeur de l'âme du voile.

- L'épaisseur de la partie confinée de la section de voile est :

$$b_c \geq \max (20\text{cm} ; \frac{h_e}{15})$$

- Pourcentage des armatures longitudinales est : $\varnothing_l \leq 0.5\%.B$, avec : $\varnothing_l \geq 12\text{mm}$.
- L'espacement des armatures verticales est : $S_t \leq \min (\frac{b_0}{3} ; 12.5\text{cm} ; 6 \varnothing_l)$.
- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions suivantes :

$$A_t \geq 0.09. S_t b_0 \frac{F_{c28}}{F_e} \quad \text{(Selon RPA2024)}$$

$$A_t \geq 0.3. S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

Où :

b_0 : Représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

$\frac{A_g}{A_c}$: Représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

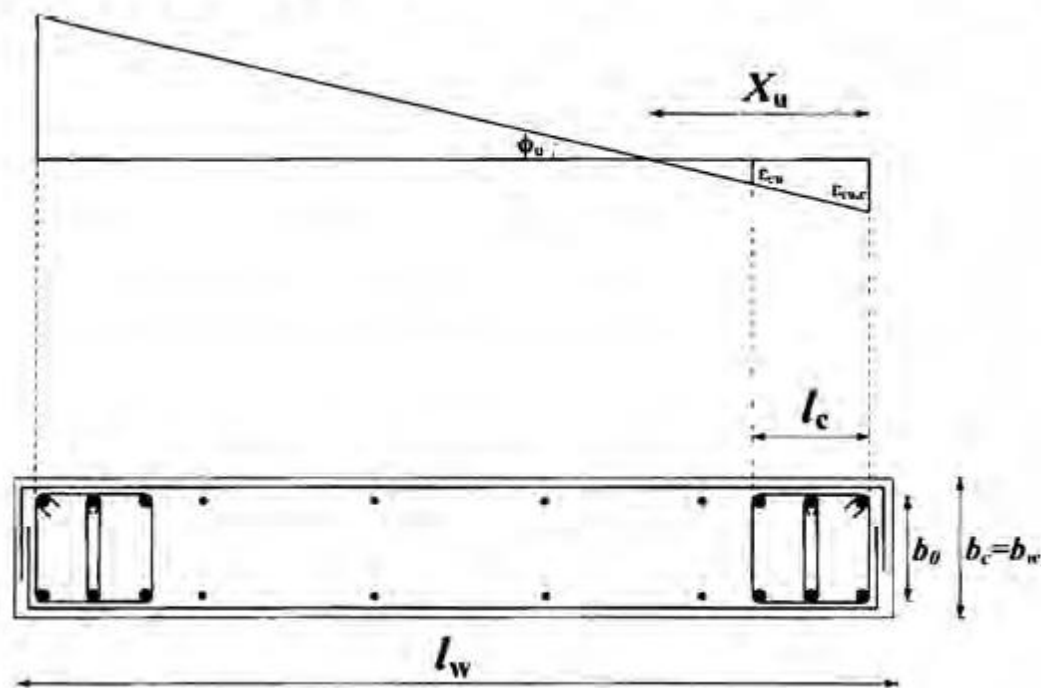


Figure V.4 : Elément de rive d'un voile.

V.4.3.3 Ferrailage de l'âme :

• **Aciers verticaux :** Les armatures de l'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500mm.

-Le diamètre maximal $\emptyset_{\max}$ des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \emptyset_{\max} \leq \frac{bw}{8} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

-L'espacement des armatures d'âme est : $S_t \leq \min(250\text{mm} ; 25\emptyset_1)$

• **Aciers horizontaux :** Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance de l'effort tranchant doit satisfaire par :

$$\frac{Ah}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Avec :

$\bar{V}$: L'effort tranchant de calcul ($V = 1.4V_{u,cal}$).

z : La distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

• **Règles communes :**

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à : $60\varnothing_l$ dans les barres situées dans la zone sismique VI.

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

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

➤ Les résultats sont adaptés dans le tableau suivant :

Tableau V.29 : Vérification de l'âme.

Voile	Âme											
	Acier verticaux						Acier horizontaux					
	$\varnothing_l$ cm	S_{Tchois} cm	S_{Tmx} cm	$\varnothing_{lmin}$ cm	$\varnothing_{lmax}$ cm	A_{sv} cm ²	$\varnothing_l$ cm	$S_{Tchoisi}$ cm	S_{Tmx} cm	z cm	A_h cm ²	A_{sh} cm ²
V₁	1.2	10	25	0.8	2	36.2	0.8	20	25	225	2.26	16.08
V₂	1.2	10	25	0.8	2	74.6	0.8	20	25	417	3.03	16.08
V₃	1.2	10	25	0.8	2	74.6	0.8	20	25	417	3.03	16.08
V_{4,6}	1.2	10	25	0.8	2	49.8	0.8	20	25	290	0.36	16.08
V_{5,7}	1.2	10	25	0.8	2	49.8	0.8	20	25	290	0.36	16.08
V₈	1.2	10	25	0.8	2	74.6	0.8	20	25	420	0.51	16.08

• **Vérification des voiles à l'effort tranchant :** Les vérifications de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile.

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Où :

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile avec $d = 0.9 h$

h : hauteur totale de la section brute.

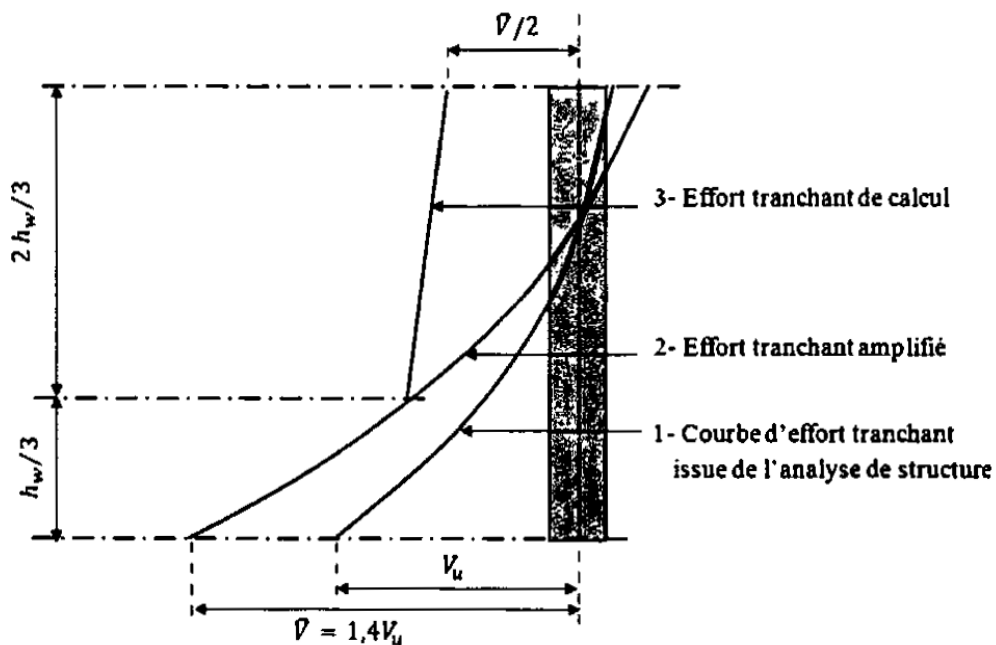


Figure V.5 : Enveloppe de calcul de l'effort tranchant.

Tableau V.30 : Vérifications de ferrailage des voiles.

Voil	l_c	b_c	T_i	S	l_{cg}	b_{cg}	b_0	$A_v^{\min}$	A_{vj}	A_{vd}	S_t	Ag	Ac	At
V ₁	42.8	23.5	-3163.1	G	43	24.2	35	12	27.9	27.9	8	2400	1925	1.5
				D	43	24.2	50	16.5	27.9	27.9	8	3300	2750	2.2
V ₂	75.3	23.5	-3163.3	G	75	24	35	17	69.5	69.6	9	3400	2800	1.7
				D	75	24.2	45	21.3	69.6	69.6	9	4250	3600	2.2
V ₃	75	23.5	-791.61	G	75	24	35	16	17.4	28.2	9	3200	2625	1.7
				D	75	24	50	22	17.4	28.2	9	4400	3750	2.4
V _{4,6}	52.5	23.5	-266.45	G	53	24.2	35	12	5.7	36.2	9	2400	1925	1.7
				D	53	24.2	50	16.5	5.7	36.2	9	3300	2750	2.4
V _{5,7}	53.3	23.5	-305.29	G	53	24.2	35	12	6.7	36.2	9	2400	1925	1.7
				D	53	24.2	50	16.5	6.7	36.2	9	3300	2750	2.4
V ₈	75.8	23.5	-532.84	G	76	24.2	35	17	11.7	17	7	3400	2800	1.3
				D	76	24	45	21.3	11.7	21.3	7	4250	3600	1.7

V.4.4 Condition de ductilité locale :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} dans les éléments de rive, doit respecter condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_0 \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{x,y,d} \cdot \frac{bc}{b_0} - 0.0035$$

Avec :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

Où :

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

Et :

μ_0 : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure, en fonction de la période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/Q_f) et du rapport (M_{ED} / M_{RD}), qui est déterminé selon :

$$\mu_0 = \begin{cases} 2 \cdot (R/Q_f \cdot M_{ED}/M_{RD}) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot [(R/Q_f \cdot M_{ED}/M_{RD}) - 1] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : Moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr} à la base du mur.

M_{RD} : Résistance à la flexion de calcul.

$\epsilon_{x,y}$: Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\epsilon_{x,y} = \frac{f_e}{E_x} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

E_x : Module d'élasticité de l'acier.

ν_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{F_{yd}}{F_{cd}} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.

F_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

F_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égal à (α_n ; α_s) avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum n \left(\frac{b l^2}{6 b_0 h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{h_0} \right) \end{cases}$$

Avec :

n : Nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : Distance entre des barres maintenues consécutives.

b_o, h_o, t : Grandeurs géométriques.

- I convient de prévoir une valeur minimale de ω_{vd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

-La position de l'axe neutre, x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situe hors du noyau confine des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o}$$

-Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive, $l_{c,calculée}$ est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture, $\epsilon_{uc,c}$ du béton comprimé :

$$\epsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha \omega_{wd} \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Soit donc :

$$l_{c,calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}}\right) \quad (\text{Selon RPA2024})$$

Avec : $\epsilon_{cu} = 0.0035$.

Cette longueur $l_{c,calcul}$ doit être supérieure à $\max(0.15l_w ; 1.5b_w)$.

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Vérification de la condition de ductilité locale 01.

Voile		v_d kN	F_{vd} /F _{cd}	ω_v	x_u	V_{nc} (cm ²)	V_{st} (cm ³)	$\mu\phi$	α_n	α_s	α	ω_{wd}	ω_{wd}^{min}	$l_{c,cal}$
V ₁	G	0.06	20	0.2	87.9	589050	81155	7.1	0.46	0.82	0.4	0.27	0.34	65.77
	D	0.06	20	0.2	84.6	841500	81155	7.1	0.62	0.85	0.5	0.19	0.23	63.05
V ₂	G	0.07	20	0.2	166.4	856800	9622	7.5	0.89	0.82	0.7	0.22	0.21	137.2

	D	0.07	20	0.2	161.4	1101600	9622	7.5	0.92	0.85	0.8	0.17	0.19	128
V₃	G	0.07	20	0.2	160	803250	7774	7.6	0.86	0.82	0.7	0.19	0.21	127.3
	D	0.07	20	0.2	154	1147500	7774	7.6	0.90	0.86	0.8	0.13	0.18	115.4
V₄ + V₆	G	0.09	20	0.2	120	589050	9622	7	0.84	0.8	0.7	0.33	0.21	103.6
	D	0.09	20	0.2	115.5	841500	9622	7	0.89	0.84	0.7	0.23	0.19	95.80
V₅ + V₇	G	0.09	20	0.2	120	589050	9622	7	0.84	0.8	0.7	0.33	0.21	103.6
	D	0.09	20	0.2	115.5	841500	9622	7	0.89	0.84	0.7	0.23	0.19	95.80
V₈	G	0.07	20	0.2	167	856800	9148	7.6	0.80	0.86	0.7	0.2	0.22	135.2
	D	0.07	20	0.2	162	1101600	9148	7.6	0.85	0.88	0.8	0.2	0.19	126.8

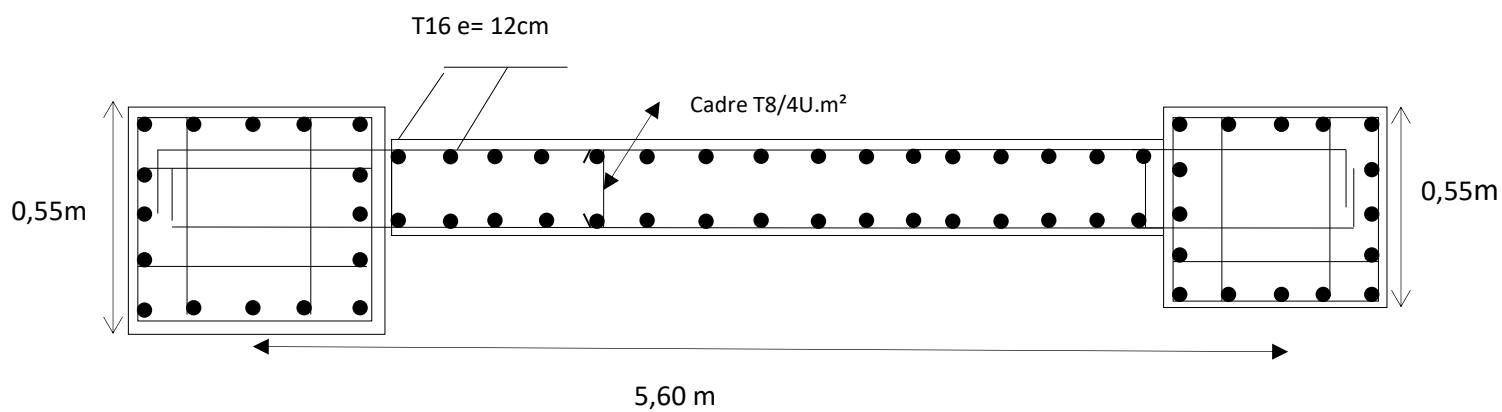
On a justifié nos résultats avec le tableau suivant :

Tableau V.32 : Vérification de la condition de ductilité locale 02.

Voile	Sens	n	b _i (cm)	L (cm)	Ø _l (cm)	Nomb re	S _t (cm)	b _c (cm)	b ₀ (cm)	h _c (cm)	h ₀ (cm)
V₁	G	10	25	436.3	0.8	37	8	40	35	60	55
	D	10	25	436.3	0.8	37	8	55	50	60	55
V₂	G	18	10	598.2	0.8	32	9	40	35	85	80
	D	18	10	598.2	0.8	32	9	50	45	85	80
V₃	G	14	12.5	483.3	0.8	32	9	40	35	80	75

	D	14	12.5	483.3	0.8	32	9	55	50	80	75
V_{4,6}	G	18	10	598.2	0.8	32	9	40	35	60	55
	D	18	10	598.2	0.8	32	9	55	50	60	55
V_{5,7}	G	18	10	598.2	0.8	32	9	40	35	60	55
	D	18	10	598.2	0.8	32	9	55	50	60	55
V₈	G	12	16.67	433.3	0.8	42	7	40	35	85	80
	D	12	16.67	433.3	0.8	42	7	50	45	85	80

V.4.5 Schéma de ferrailage des voiles :



CHAPITRE VI : ETUDES DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.2 Facteurs intervenant dans le calcul des fondations :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,25 bars (**annexe VI, rapport de sol**)

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base, ...etc.

Remarque : Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VI.3 Calcul des fondations :**VI.3.1 Semelles isolées :**

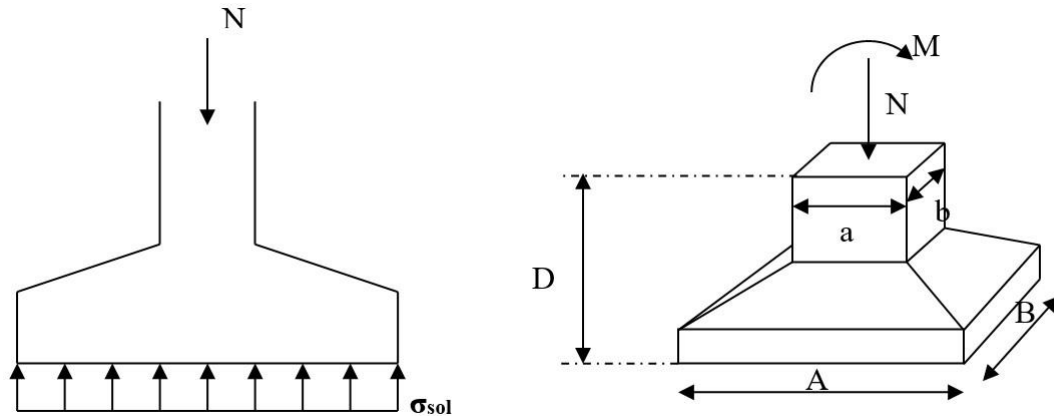
Les poteaux étant de sections carrées, on choisit des semelles carrées.

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle. $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol égale à 225 KPa

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel **ETABS22.3** à L'ELS.



Figures VI.1: Semelle isolée sous poteau.

Tableau VI.1 : Efforts normaux et moments appliqués sur les fondations.

TABLE : Joint Réactions				
Output Case	F ₃	M ₁	M ₂	e ₀
Texte	KN	KN-m	KN-m	m
ELS	2025.7899	-23,6168	3,97	0.003

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum

$$N_{ser} = 2025.7899 \text{ KN}$$

On a :
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

On remarque que le moment est négligeable donc la contrainte du sol est :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 9.004 \text{ m}$$

Avec: $S = B \times B$

$$D'où : B = \sqrt{S} = 3.00 \text{ m}$$

Vérification :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 \times B = 4.5 \text{ m}$

B : Largeur maximum de la semelle (B = 3m).

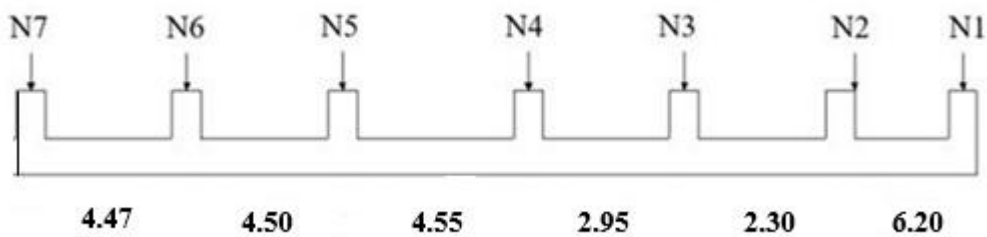
$L_{\min}$: l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$L_{\min} = 2.3 \leq 1.5 \times 3 = 4.5\text{m} \rightarrow$ La condition non vérifiée.

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2 Semelles filante :



Figures VI.2 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne (valeur obtenue par logiciel **ETABS22.3**).

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$

Tel que :

$N_{ser} = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$N_{ser} = 11959.023 \text{ KN}$.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$\rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \cdot \sigma_{sol}}$

$$D'où : B \geq \frac{11959.023}{26.52 \times 225} = 2.259 \text{ m}$$

$L < 2 \times B = 4.52 \text{ m} \rightarrow$ condition non vérifiée. Car $L = 6.20 \text{ m}$.

Donc : on adopte pour cette structure un radier général comme fondation.

VI.3.3 Radier générale :

Un radier est une dalle continue qui recouvre toute la surface de la construction. Cette dalle peut être soit massive, avec une épaisseur importante, soit nervurée, ce qui la rend plus fine mais renforcée par des nervures croisées de hauteur significative. Dans notre situation, nous choisirons un radier nervuré inversé, une option à la fois économique et pratique. La charge normale supportée par le radier correspond à la somme des charges normales exercées par l'ensemble des poteaux.

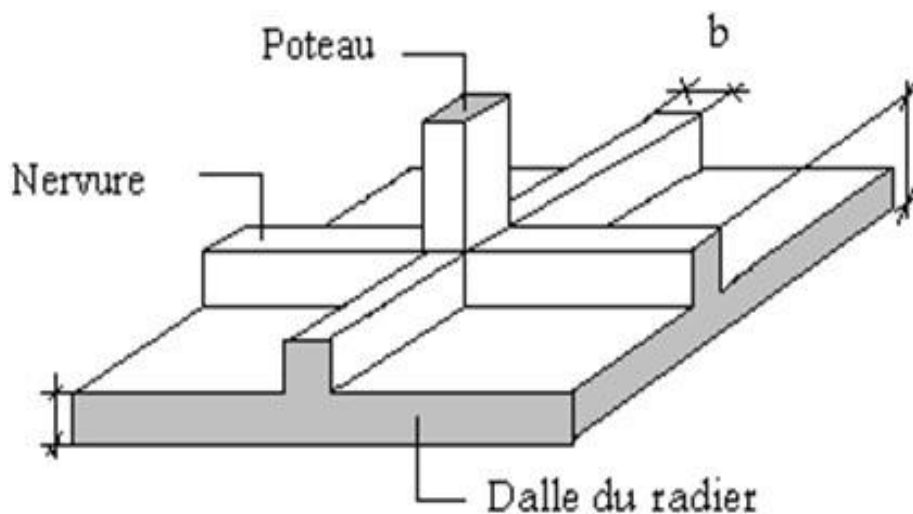


Figure VI.3 : Radier générale.

VI.3.3.1 La surface de radier :

$$N_{ser} = 49731,9675 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{nécessaire}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

S : La surface de la structure est : $S = 400.5 \text{ m}^2$

$$D'où : S_{nécessaire} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{49731,9675}{225} = 221.031 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 221.031 \text{ m}^2 < S_{\text{structure}} = 400.5 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vu que la surface de notre structure est supérieure, donc n'est pas obligé d'augmenter la surface.

VI.3.3.2 Prédimensionnement de radier :

1- La poutre de libage :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

• **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} < h_{e1} < \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$: La longueur maximale entre les axes des poteaux ($L_{\max} = 6.20\text{m}$).

$$\frac{620}{25} < h_{e1} < \frac{620}{20} \rightarrow 24.8 \text{ cm} < h_{e1} < 30 \text{ cm}$$

On prend : $h_{e1} = 30\text{cm}$.

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \overline{\tau_u} = \min (0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$

D'où : $q_u = N_u = 67138.1561 \text{ KN}$ (valeur obtenue d'après logiciel *ETABS22.3*).

$$L = 6.20 \text{ m.}$$

Donc : $\frac{67138.156 \times 10^3 \times 620}{2 \times 1000 \times (0.9 \times h)} < \overline{\tau_u}$

Alors : $h_{e2} > \frac{67138.156 \times 10^3 \times 620}{2 \times 1000 \times (0.9 \times \overline{\tau_u})} = 19.25 \text{ cm} \rightarrow h_{e2} = 20 \text{ cm.}$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max} (h_{e1}; h_{e2}) = (30; 20)$$

Pour des raisons constructives on adopte : **$h_e = 30\text{cm}$** .

2- Nervure :**a) Largeur de nervure :**

- **Condition de coffrage :**

$$B \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$B \geq 62 \text{ cm.}$$

On adopte : **B = 55 cm.**

b) La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} < h_N < \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{max} = 620 \text{ cm} \rightarrow 41.33 \text{ cm} \leq h_N \leq 62 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{NI} = 50 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} < \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{D'où : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

On a :

I : Inertie de la section transversale du radier ($\frac{bh^3}{12}$).

E : Module de Young (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

B : Largeur de la semelle ($b = 4,65 \text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K= 4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow 40 \text{ MPa}$.

L : distance maximale entre deux poteaux : $L = 6.20 \text{ m}$.

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2l}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 6200)^4}{20000 \times \pi^4}} = 1133.477 \text{ mm}$$

On obtient : $h_{N2} = 110 \text{ m}$.

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$$

On obtient : **$h_N = 110 \text{ cm}$**

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h_e = 30 \text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 110 \text{ cm}$ et $b = 55 \text{ cm}$.

VI.3.3.3 Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau VI.2 : caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moment d'inertie	
$x_G (\text{m})$	$y_G (\text{m})$	$I_{xx} (\text{m}^4)$	$I_{yy} (\text{m}^4)$
15.03	10.71	95036.1	22868.8

VI.4 Vérifications nécessaires :**VI.4.1 Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Avec :

Le rapport M_S/M_R doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5, d'où : $(M_S/M_R > 1.5)$

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement de terres.

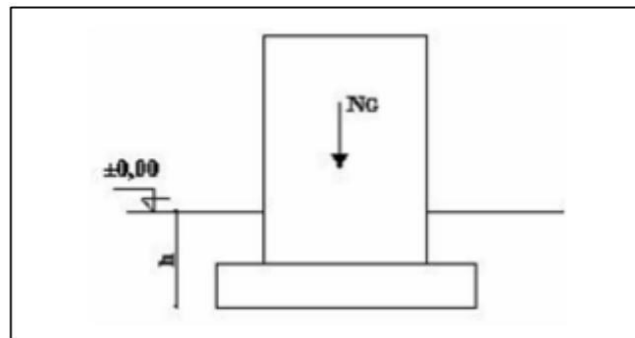
M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques, Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$h = 4.00 \text{ m}$



Figures VI.4 : Schéma statique de la structure.

➤ **Sens x-x :**

$N = N_1$ (structure) + N_2 (poids propre de radier nervuré)

Avec :

$N_1 = 24849.934 \text{ KN}$

$$N_2 = \gamma_b \cdot S \cdot h = 25 \times 400.5 \times 0.4 = 3003.75 \text{ KN}$$

$$N = 24.849.934 + 3003.75 = 27853.684 \text{ KN}$$

$$M_s = N \times X_G = 418640.871 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 39176.749 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{M_s}{M_R} = 10.686 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$M_s = N \times Y_G = 298312.956 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 19764.356 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{M_s}{M_R} = 15.093 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Conclusion :

La comparaison entre les forces verticales dues à la gravité et les forces sismiques montre que la moitié centrale de la base de la structure supporte moins de la moitié de ces forces combinées. Ainsi, notre bâtiment est stable dans les deux directions.

VI.4.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 2.25 \text{ bars} = 225 \text{ MPa}$.

a) Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}/S_{\text{rad}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{49731.9675}{400.5} = 124.175 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 124.175 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 225 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I} V$$

Avec : $\sigma_1 < 1,5\sigma_{sol}$.

$\sigma_2 > 0$ pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < 1.33\sigma_{sol}.$$

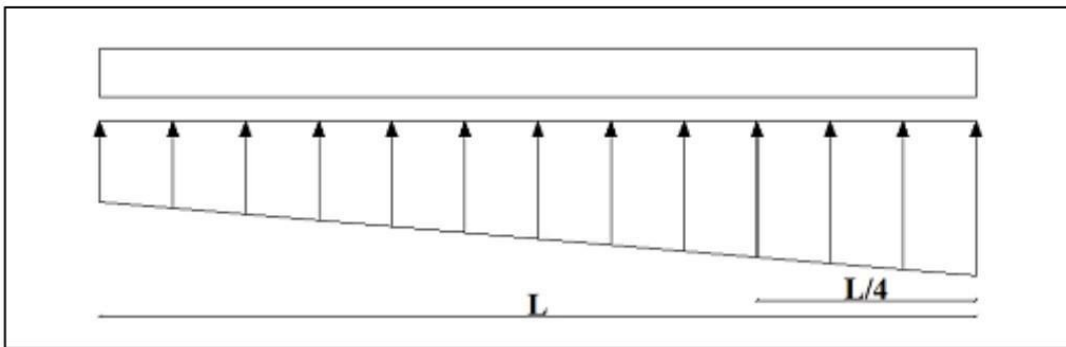


Figure VI.5 : contrainte sous le radier.

▪ **ELU :**

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 67139.156 + 4055.063 \text{ KN}$$

$$N_u = 71194.219 \text{ KN}$$

$$M_x = 10145.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 10073.60 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sol} = 225 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{radier} = 400.5 \text{ m}^2$$

$$V_x^{elu} = 348.93 \text{ KN}; V_y^{elu} = 237.51 \text{ KN}$$

$$V_x^{els} = 301.17 \text{ KN}; V_y^{els} = 232.86 \text{ KN}$$

Tableau VI.3 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (KN/m ³)	σ_2 (KN/m ³)	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$
Sens X-X	140.515	215.011	159.139
Sens Y-Y	73.141	280.386	124.952
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 255$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 299.25$

Conclusion :

Les contraintes sont conformes dans les deux orientations, ce qui exclut tout risque de soulèvement.

▪ **ELS :**

$$N_{\text{ser}} = 49731.9675 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 225 \text{ MPa}$$

Tableau VI.4 : contrainte sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (KN/m ³)	σ_2 (KN/m ³)	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$
Sens X-X	92.025	156.325	108.100
Sens Y-Y	19.312	227.781	71.429
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 255$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 299.25$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c) Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 159.139 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 108.100 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.3 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

VI.4.3.1 Ferrailage de la dalle de radier :**a) Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_u \times 1\text{m} = 159.139 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_{\text{ser}} \times 1\text{m} = 108.100 \text{ KN/m}^2$$

b) Détermination des efforts :

On a : $0.4 < \frac{L_y}{L_x} = 0.9 < 1.0 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

c) Calcul des moments :

$$M_y = \mu_y q_u \cdot L_y^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_x = \mu_x / M_y \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

μ_x ; μ_y : Des coefficients sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire. (**BAEL91 m99**).

$$\rho_{\text{elu}} = 1.00 \rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1.000$$

$$\rho_{\text{els}} = 0.62 \rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1.000$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ Moment en travée :

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

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

▪ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :**

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELU.

L_x/L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_a (KN.m)
0.98	1.00	0.0368	1.00	159.139	155.956	122.563	118.590	100.802	42.841

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :**

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x/L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_a (KN.m)
0.98	0,62	0.0368	1.00	108.100	105.938	90.047	80.556	68.473	40.278

c) Calcul de ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$f_{c28}=30 \text{ MPa}; \sigma_{bc}=17 \text{ MPa}; f_e=500 \text{ MPa}; \sigma_s=435 \text{ MPa}; b=100 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; d=0,9h=27 \text{ cm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Condition : $A_s^{\min} = 0.6\% b.h = 18 \text{ cm}$ (*Selon RPA2024*).

Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu	μ	As^{cal}	As^{min}	Choix	$As^{adopté}$	Esp
Travée	x-x	100.802	0.081	8.97	18	12HA14	18.47	16
	y-y	122.563	0.107	11.67	18	12HA14	18.47	16
Appuis	x-x	42.841	0.035	3.71	18	12HA14	18.47	16
	y-y							

d) Espacement :**- Travée :**

$$Esp \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing_l) = \min (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

- Appui :**Sens x-x :**

$$St = 16 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

On prend $\rightarrow St = 16 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$St = 10 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

On prend $\rightarrow St = 10 \text{ cm}$

VI.4.4 Condition de non fragilité :

$$As^{min} = (0,23 b \times d f_{t28}) / f_e = 2.98 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

Tableau VI.8 : Vérifications de la condition de non fragilité.

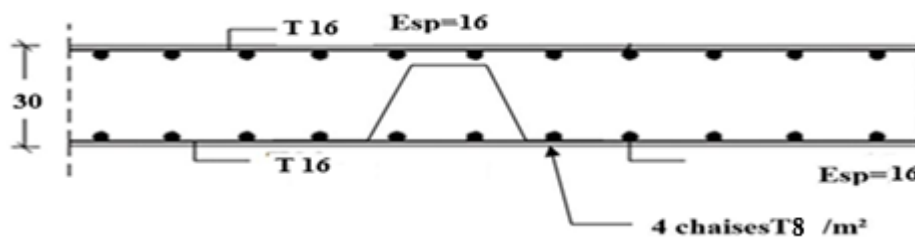
	Sens	$A_s^{adp}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Vérifications
Travée	x-x	18.47	2.98	Vérifie
	y-y	18.47	2.98	Vérifie
Appui	x-x/y-y	18.47	2.98	Vérifie

VI.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_s^{adm} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	68.473	18.47	4.70	18	153,71	435	Vérifie
	y-y	90.047	18.47	6.18	18	202,14	435	Vérifie
Appuis	x-x	42.841	18.47	2.94	18	96,17	435	Vérifie
	y-y							

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre HA8, appelées CHAISES, on prévoit, alors : 2 chaises de 2HA8/m².

VI.4.6 Schéma de ferrailage de la dalle :**Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.**

VI.5 Ferrailage des nervures :**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 m99**).

On a : $M_0 = ql^2/8$

- En travée : $M_t = 0,85M_0$

- Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures :

$b = 55\text{cm}$; $h = 110\text{cm}$; $d = 99\text{cm}$

On travaille avec la condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = (0,23 b \times d (f_{t28}) / f_e = 6.011 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $L = 4.55\text{m}$; $q_u = 159.139 \text{ KN/m}$; $M_0 = 411.822 \text{ KN.m}$

Tableau VI.10 : Ferrailage de la nervure sens x-x.

	Mu	μ	A_s^{cal}	$A_s^{\min}$	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$
Travée	350.049	0.038	8.29	6,011	6T14	9,24
Appuis	205.911	0.022	4.84	6,011	6T14	9,24

- **Sens y-y** : $L = 4.50\text{m}$; $q_u = 159.139 \text{ KN/m}$; $M_0 = 402.821 \text{ KN.m}$

Tableau VI.11 : Ferrailage de la nervure sens y-y.

	Mu	μ	A_s^{cal}	$A_s^{\min}$	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$
Travée	342.398	0.037	8.11	6,011	6T14	9,24
Appuis	201.410	0.022	4.73	6,011	6T14	9,24

VI.5.1 Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = (0,23 b \times d f_{t28}) / f_e = 6.011 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

VI.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_s = 108.1 \text{ KN/m} ; M_0 = 279.742 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _s (Mpa)	σ _s ^{adm} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	237.781	18.47	3.19	18	145,47	240	Vérifie
	y-y	232.584	18.47	3.12	18	142,29	240	Vérifie
Appuis	x-x	139.871	18.47	1.88	18	85,57	240	Vérifie
	y-y							

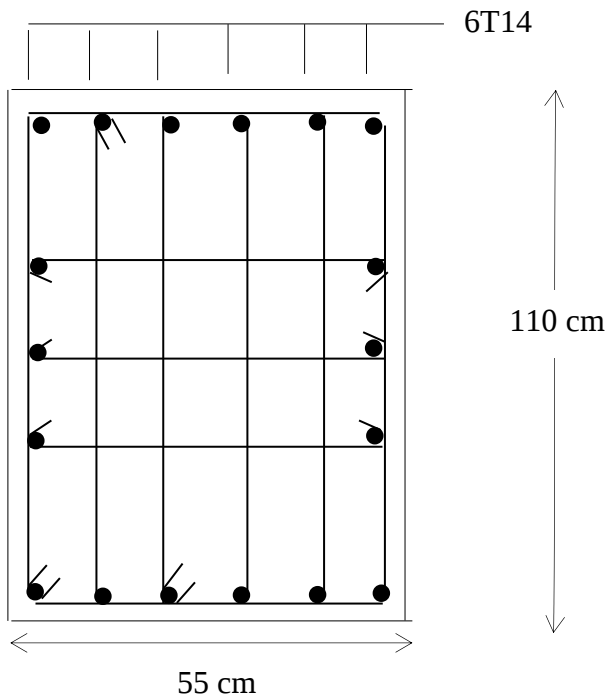
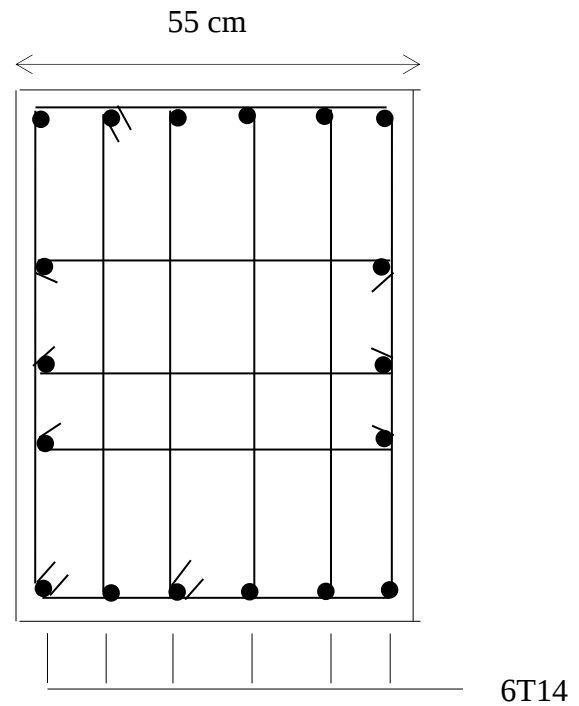
VI.5.3 Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour le bâtiment courant on a 3 cm² / m pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \cdot (2 \times 1.10) = 6.60 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6 T 12 = 6.79 cm²**

VI.5.4 Schéma de ferrailage de la nervure sens x-x :**Appuis : (55*110) cm²****Travée : (55*110)**

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a représenté pour nous une première véritable immersion dans le monde professionnel. Il nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques, notamment en ce qui concerne les méthodes de calcul par éléments finis, les logiciels spécialisés (comme **ETABS 22.3**, **SOCOTEC** et **Excel**), ainsi que la réglementation en vigueur dans le domaine du bâtiment (comme **BAEL**, **RPA 2024** et **CBA 93**).

Nous avons pu suivre, étape par étape, le processus complet de conception et de dimensionnement d'un bâtiment, du pré dimensionnement jusqu'au choix des fondations, en passant par l'étude dynamique, la disposition des voiles, et le ferrailage des différents éléments structuraux et des éléments non structuraux. Cela nous a permis de mieux comprendre l'importance d'une étude bien menée pour garantir la sécurité, la stabilité et la conformité de l'ouvrage.

Les principales conclusions que nous retenons sont les suivantes :

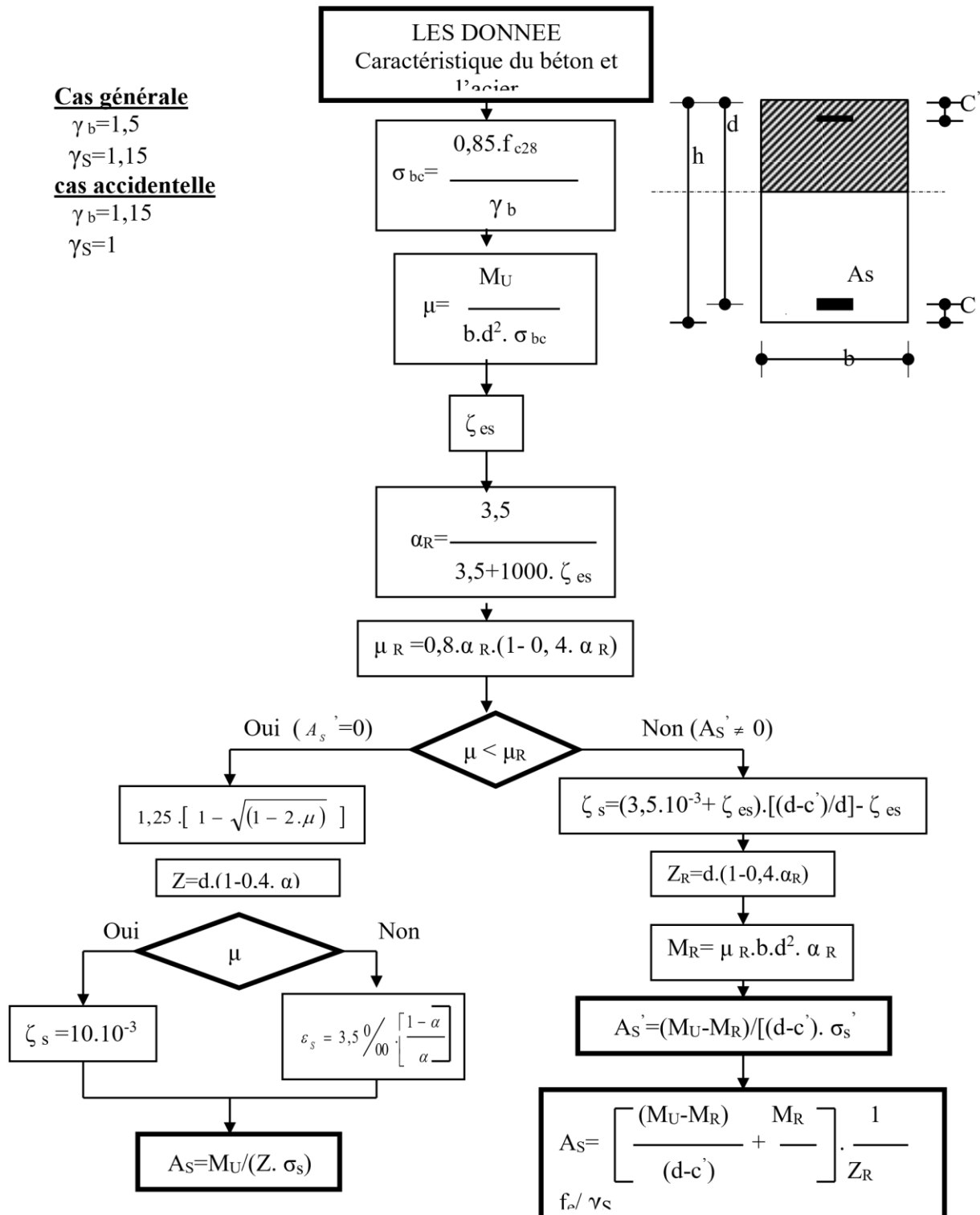
- Le pré dimensionnement est une étape clé qui oriente toute la suite de l'étude ;
- La disposition des voiles est déterminante pour le bon comportement sismique de la structure, bien plus que leur quantité ;
- Le respect des critères de stabilité et de déplacement (effet $P-\Delta$, déplacement inter-étages...) est essentiel pour satisfaire aux exigences du **RPA 2024** ;
- Le ferrailage a été réalisé selon les normes en vigueur (RPA2024 et BAEL), en combinant méthodes simplifiées et outils numériques ;
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et des charges appliquées, d'où l'importance de l'étude géotechnique ;
- L'usage des logiciels de calcul a permis de gagner du temps et de minimiser les erreurs.

Ce travail nous a permis de consolider nos acquis, d'acquérir une méthode de travail rigoureuse et de gagner en indépendance professionnelle. Il marque la fin d'un parcours universitaire riche en apprentissages, et le début d'une nouvelle étape dans notre vie professionnelle.

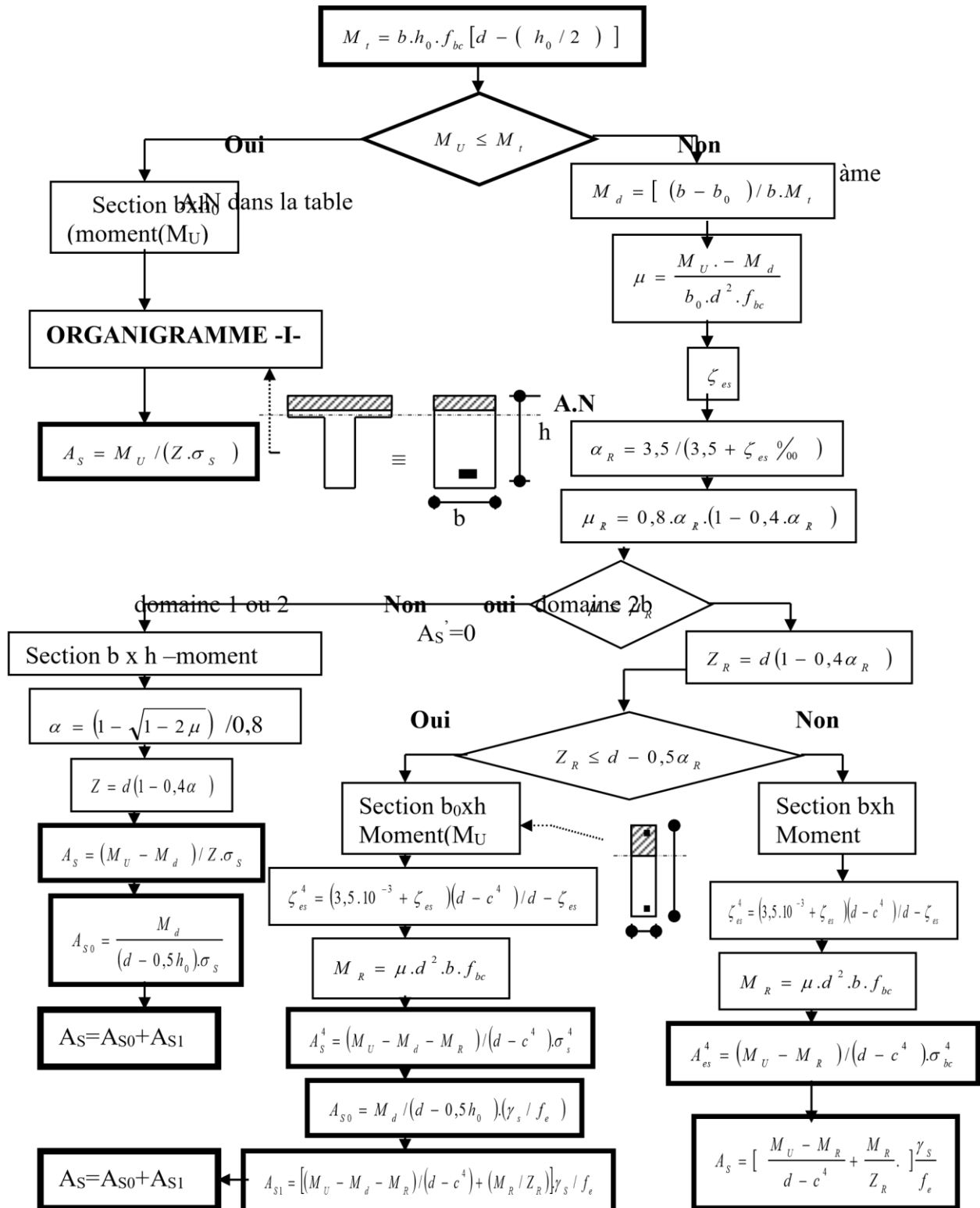
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **RPA2024** : Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.
- **BAEL 91 modifié 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites.
- **DTR B-C 2-2** : charges permanentes et charges d'exploitation.

ORGANIGRAMME I **SECTION RECTANGULAIRE EN FLEXION** **SIMPLE A l'ELU**

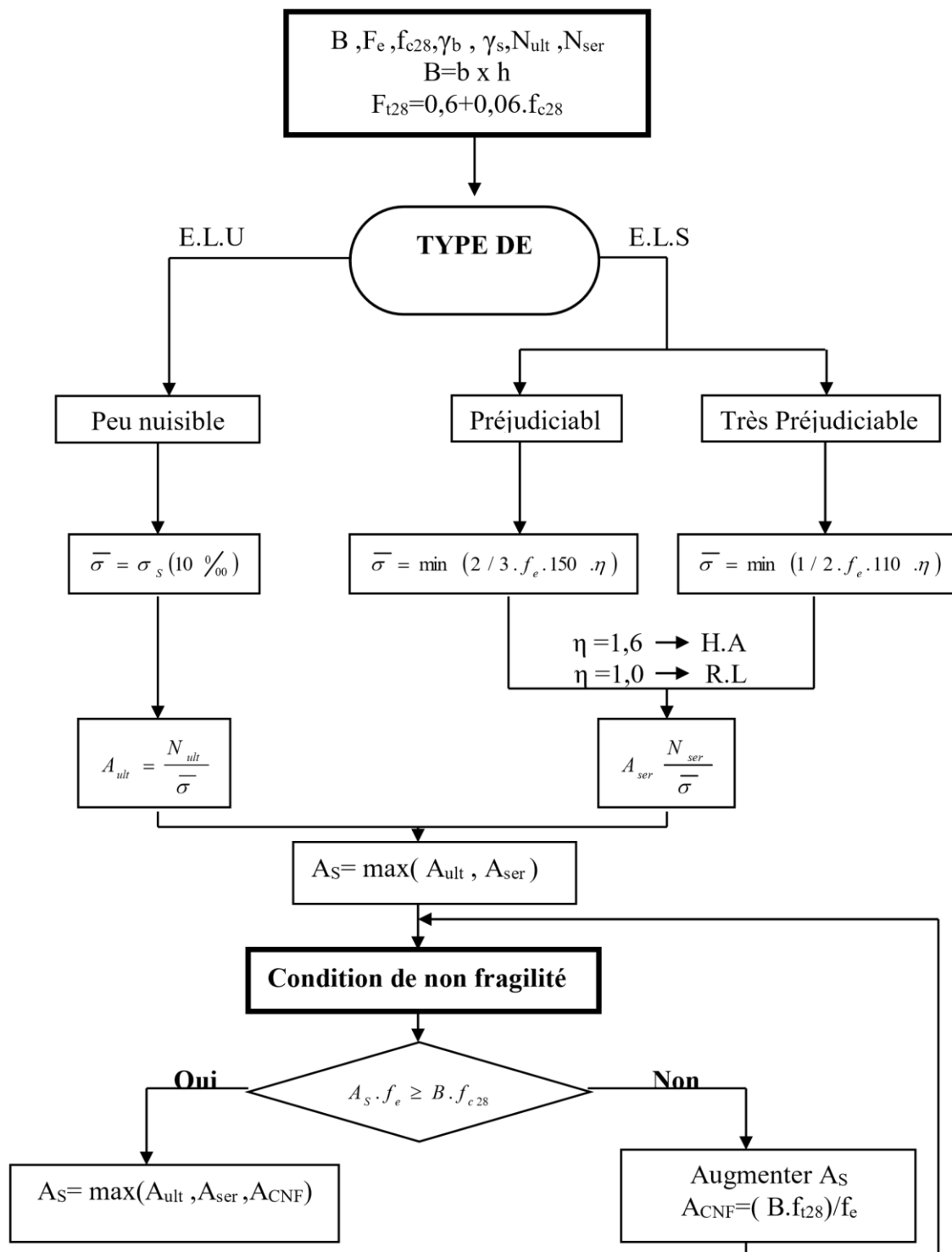


ORGANIGRAMME II
CALCUL DE LA SECTION EN « TE » EN FLEXION
SIMPLE A ELU

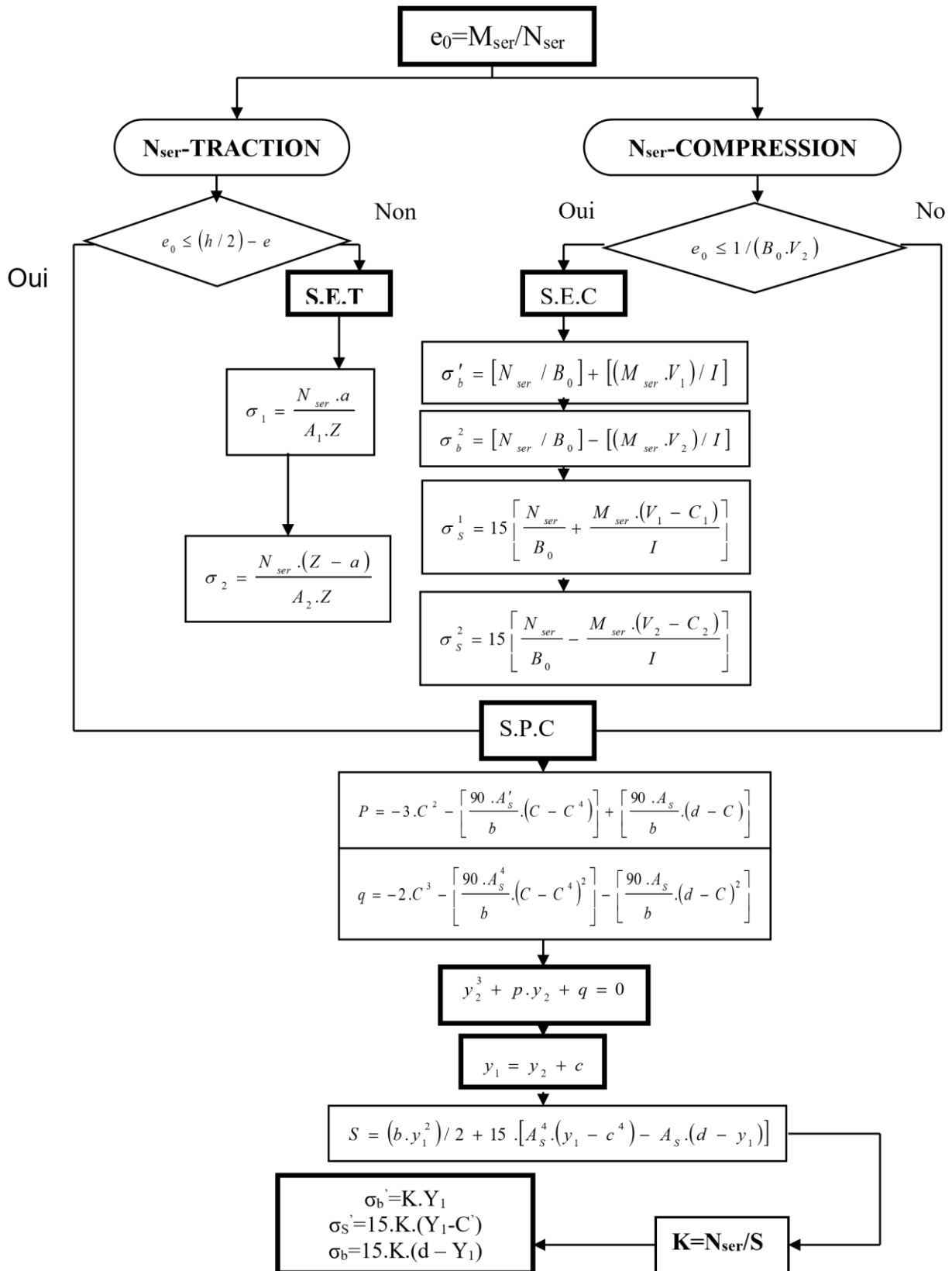


ORGANIGRAMME III

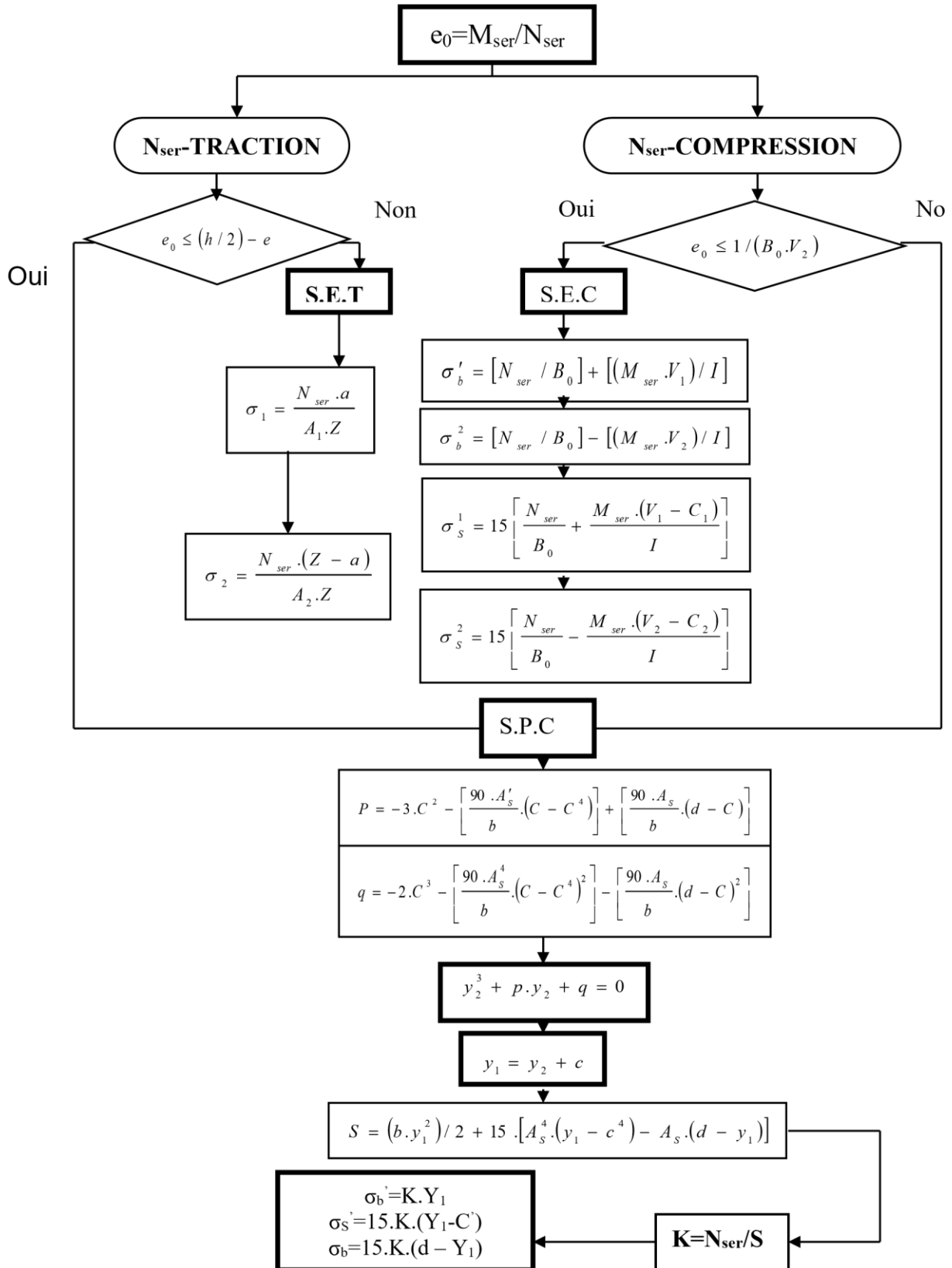
TRACTION COMPOSEE



ORGANIGRAMME V **FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANNIGRAMME VI

RAPPORT DE SOL

ESSAIS PRESSIOMETRIQUE (NF P 94 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE (NF-P94- 115)

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe normalisée en acier. Le nombre de coups de mouton (ou marteau) correspondant à un enfoncement de 20 cm est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol. Ces essais sont menés jusqu'à l'obtention des refus ($R_d > 300$ bars).

- La transformation intégrale de l'énergie de percussion en énergie de pénétration est traduite par les relations suivantes :

$$R_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{S \cdot v} \cdot \frac{M}{M + M'}$$

- Les résultats sont alors portés sur un graphique qui exprime la résistance dynamique en pointe R_d , en kg/cm^2 , en fonction de la profondeur en mètre

Les valeurs de la Résistance à la Pénétration dynamique (R_p en kgf/cm^2) en fonction de la profondeur (en mètres) et ce pour les 11 essais (SP1 à SP11) réalisés le 16/09/ 2023) sont consignées en annexe :

Sur le plan réglementaire, le document DTU 13.12, stipule que pour une semelle soumise à une charge, de largeur **B**, et de longueur **L** et d'une fiche **D**, la valeur ultime q_u peut être estimée à $q_d/(5 \text{ à } 7)$.

Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité de 3, la contrainte admissible est

égale : R_s

$$q = \frac{\square}{20}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance dynamique en pointe à partir des profondeurs $Z=3.00$ m,

Les valeurs calculées de la contrainte admissible à partir de cette profondeur sont récapitulées sur le tableau suivant

profondeur	Résistance réduite	Contrainte admissible (bars)
3.00	45.00	2.25

ORGANNIGRAMME VII

RAPPORT DE SOL

11

CLASSIFICATION DU SITE (RPA 99/VERSO N 2003)

Le Règlement parasismique algérien "R.P.A. 99 / version 2003", stipule, que les sites sont classés en quatre catégories : S1 (site rocheux), S2 (site ferme), S3 (site meuble), S4 (site très meuble), en fonction des valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement V_s , mesurée par l'essai de sismique réfraction. Outre cet essai, le R.P.A. donne à la même page un tableau permettant de classer un site sur la base des résultats d'autres essais in-situ, en particulier le pénétromètre statique C.P.T, l'essai S.P.T, le pressiomètre P.M.T et l'essai de compression simple.

Le R.P.A. précise aussi à la page 29 que " selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable ".

Les valeurs moyennes calculées de E_m et P_i dans la zone en dessous de la fondation on adopte le sondage le plus défavorable, sont :

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p (MPa) (e)	E_p (MPa) (f)	q_c (MPa) (g)	V_s (m/s) (h)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100	>10	≥800
S ₂	Ferme	>10	>50	>2	>20	>0,4	≥400 - <800
S ₃	Meuble	1,5 ~ 10	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0,1 ~ 0,4	≥200 - <400
S ₄	Très Meuble (b)						≥100
		<1,5	<10	<1	<5	<0,1	<200

Par conséquent et selon le R.P.A, le sol du site étudié doit être classé à la classe la plus défavorable.

Donc le site étudié est classé comme un : **Site meuble de classe S3.**