



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université d'El-Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Génie Civil

Option: Matériaux de génie civil

THEME :

Etude de bâtiment R+9 dans une région sismique

Dirigé par :

Dr. SOULIMANE.Ilyes

Présenté par :

MEDEKHEL Mostafa

BELOUL Hicham

Promotion : Juin 2024

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu qui m'a donné la volonté, la force, la patience, le courage et la santé pour accomplir ce travail.

Je remercie également le directeur du mémoire pour l'excellente orientation et les conseils pertinents qu'il m'a prodigués lors de la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Je tiens également à remercier tous les enseignants et membres du corps professoral de la Faculté de Technologie, notamment du Département d'Hydraulique et Génie Civil de l'Université d'El Oued, pour la qualité de leur enseignement et de leur encadrement. Leurs connaissances et leur passion pour leur discipline ont été une source constante d'inspiration.

Je remercie également ma famille pour son soutien inconditionnel et sa patience tout au long de ces années d'études. Leur confiance en mes capacités a été un pilier essentiel dans la réalisation de ce travail.

Un grand merci à tous ceux qui m'ont aidé et soutenu d'une manière ou d'une autre tout au long de la réalisation de ce travail.

Résumé

Ce projet consiste en l'étude complète d'un immeuble en béton armé de R+9 dans la wilaya de Boumerdès, en Algérie. Les logiciels AutoCAD et SAP2000 ont été utilisés pour la modélisation et l'analyse, assurant une précision optimale pour répondre aux normes parasismiques. Le choix du béton armé s'est avéré judicieux pour sa flexibilité, sa durabilité et sa résistance au feu, essentiels dans une zone sismique élevée. L'étude est organisée en cinq chapitres, allant de la présentation du bâtiment au calcul des éléments non structurels. L'analyse sismique a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure et de concevoir des solutions adaptées. En conclusion, ce projet représente une contribution significative à l'ingénierie structurale, mettant en évidence l'importance d'une approche rigoureuse pour concevoir des bâtiments sûrs et durables dans des environnements sismiques exigeants.

Mots clés : Béton armé, Ferrailage, Étude structurale, Modélisation, Analyse sismique, AutoCAD, SAP2000.

Abstract

This project consists of a comprehensive study of a reinforced concrete building with 9 floors plus the ground floor (R+9) in the Wilaya of Boumerdès, Algeria. AutoCAD and SAP2000 were used for modeling and analysis, ensuring optimal precision to meet seismic standards. The choice of reinforced concrete proved to be wise for its flexibility, durability, and fire resistance, which are essential in a high seismic zone. The study is organized into five chapters, ranging from the presentation of the building to the calculation of non-structural elements. The seismic analysis allowed for the determination of the dynamic characteristics of the structure and the design of appropriate solutions. In conclusion, this project represents a significant contribution to structural engineering, highlighting the importance of a rigorous approach to designing safe and durable buildings in demanding seismic environments.

Keywords: Reinforced concrete, Rebar, Structural study, Modeling, Seismic analysis, AutoCAD, SAP2000.

خلاصة

يتضمن المشروع هذا دراسة شاملة لمبنى خرساني مسلح مكون من تسعة طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي (أرضي+9) في ولاية بومرداس بالجزائر. تم استخدام برنامج SAP2000 و AutoCAD للنمذجة والتحليل، مما يضمن دقة مثلى لتلبية معايير الزلازل. تبين أن اختيار الخرسانة المسلحة كان خياراً حكيماً لمرونتها، متانتها ومقاومتها للحريق، وهي أمور أساسية في منطقة ذات نشاط زلزالي عالٍ. الدراسة منظمة في خمسة فصول، تبدأ من تقديم المبنى إلى حساب العناصر غير الإنشائية. سمح لنا التحليل الزلزالي بتحديد الخصائص الديناميكية للهيكل وتصميم حلول مناسبة. في الختام، يمثل هذا المشروع مساهمة مهمة في الهندسة الإنشائية، مما يبرز أهمية النهج الدقيق لتصميم مبانٍ آمنة ودائمة في البيئات الزلزالية الصعبة.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، تسليح، دراسة إنشائية، نمذجة، تحليل زلزالي، AutoCAD، SAP2000.

<i>Remerciements</i>	I
<i>Résumé</i>	II
<i>Sommaire</i>	III
<i>Liste de figures</i>	V
<i>Liste de tableaux</i>	VI
<i>Liste des symboles</i>	VI
<i>Introduction General</i>	01
<i>Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux</i>	
I.1 introduction	03
I.2 Généralités	03
I.3 Présentation du Projet	03
I.3.1 Caractéristiques Géométriques du Bâtiment	03
I.4 Disruption du Projet	05
I.4.1 Système structural (selon RPA/2003)	05
I.5 Caractéristiques des matériaux	07
I.6 Principe du béton armé	07
I.6.1 Béton armé	08
I.6.2 Les principaux avantages du béton armé sont	09
I.6.3 Composition moyenne du béton utilisé	09
I.6.4 Dosage du béton	10
I.6.4.1 Calcul la densité du béton	10
I.6.5 Résistance à la compression	10
I.7 Déformation et contrainte de calcul	12
I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)	12
I.7.2 État limite de service (ELS)	12
I.7.3 Contrainte ultime de cisaillement	13
I.7.4 Module de déformation longitudinale du béton	14
I.7.4.1 Module de déformation instantanée	14
I.7.4.2 Module de déformation différée	14
I.7.5 Module de déformation transversale	15
I.7.6 Coefficient de poisson	15
I.8 L'acier	16
I.8.1 Module d'élasticité longitudinale	17
I.8.2 Contraintes limites	17
I.8.3 Etat limite de service	18
I.9 Règlements et normes utilisés	19
I.10 Les logiciels utilisés	20
I.10 Conclusion	20
<i>Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments structuraux</i>	
II.1 Introduction	21
II.2 Pré-dimensionnement des éléments	21
II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres	21
II.2.1.1 Poutres principales	22
II.2.1.2 poutres secondaires	23
II.2.2 Planchers	23
II.2.2.1 Plancher à corps creux	24
II.2.2.2 Condition de la flèche	24
II.2.2.3 Isolation acoustique	25
II.2.3 Dimensionnement des poutrelles	25
II.2.3 Dimensionnement des voiles	26
II.2.3.1 Classification des voiles	27
II.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux	29
II.2.4.1 Méthode de calcul	29
II.2.4.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité	32
II.3 Évaluation des charges et surcharges	34
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible	34
II.3.1.1 Plancher à corps creux	34

II.3.2 Planché étage courant	34
II.3.2.1 Planché à corps creux	34
II.3.3 Escalier	35
II.3.3.1 Volée d'escalier	35
II.3.3.2 Palier de repos	35
II.3.4 Maçonnerie	35
II.3.4 .1 Mur extérieur (double cloison)	35
II.3.4 .2 Mur intérieur	35
II.4. Conclusion	36
Chapitre III. Calcul des éléments secondaires	
III.1 Introduction	37
III.2 Acrotère	37
III.2.1 Dimensions et modélisation de l'acrotère	37
III.2.2 Détermination des sollicitations	38
III.2.3 Le ferrailage de l'acrotère	40
III.2.4 Condition de non fragilité	41
III.2.5 Vérification à l'État de service (ELS)	42
III.2.6 Choix d'armature longitudinale	43
III.2.7 Armature de répartition	43
III.2.8 Espacement	43
III.2.9 Vérification de l'effort tranchant	44
III.3 Étude des escaliers	44
III.3.1 Pré-dimensionnement	45
III.3.2 Inclinaison de la paillasse	46
III.3.3 Évaluation des charges	46
III.3.3.1 Volée d'escalier	46
III.3.3.2 Palier de repos	46
III.3.4 Calcul de la charge équivalente	47
III.3.5 Calcul des moments max et efforts tranchants max	47
III.3.6 Calcul du ferrailage	48
III.4 Etude des planchers	49
III.4.1 Pré-dimensionnement des poutrelles	50
III.4.2 Évaluations des charges et surcharges du corps creux	51
III.4.3 Types des poutrelles	52
III.4.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	53
III.4.5 Ferrailage des poutrelles type 3 (RDC et Étage Courante)	54
III.4.6 Calcul de l'effort tranchant	56
III.4.7 Vérification de l'effort tranchant	57
III.4.8 Armatures transversales	58
III.4.9 Calcul de l'espacement	59
III.4.10 Calcul de la longueur de recouvrement	59
III.4.11 Schéma de ferrailage	59
III.5 Étude du balcon	60
III.6 Etude Poutre palière	65
III.7 Conclusion	69
Chapitre IV. Etude Sismique	
IV.1 Introduction	70
IV.2 Présentation de logiciel SAP2000	70
IV.2.1 Modélisation avancée	70
IV.2.2 Analyse statique et dynamique	71
IV.2.3 Génération automatique de charges	71
IV.2.4 Conception et vérification de la résistance	71
IV.2.4 Interface conviviale	71
IV.3 Méthode de calcul	71
IV.4 Vérification d'ensemble	79
IV.4.1 Période	79
IV.4.2 Les coefficients de participation modale	80
IV.4.3 Vérification de l'effort tranchant à la base	81

IV.4.4 L'effort normal réduite	81
IV.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-	84
IV.6 Conclusion	85

Chapitre V. Dimensionnement des éléments structuraux & Etude de l'infrastructure

V.1 Introduction	86
V.2 Ferrailage des poteaux	86
V.2.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 200	87
V.2.2 Armatures transversales	88
V.3 Ferrailage des portiques	89
V.3.1 Combinaisons d'actions	89
V.3.2 Sollicitations	89
V.3.3 Ferrailage des poutres	90
V.4 Détermination de la zone nodale	95
V.5. Etude des voiles de contreventement	100
V.5.1 Conditions de Ferrailage des Voiles	101
V.5.2 Ferrailage des Trumeaux	103
V.5.3 Ferrailage minimum	104
V.7 Etude de l'infrastructure	106
V.8 Choix du type des fondations	106
V.9 Contrainte admissible du sol	107
V.10 Types de radiers	108
V.10.1 Pré-dimensionnement des radiers	109
V.9 Conclusion	111
Conclusion général	112

Liste de figures

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 Géométriques du Bâtiment	04
Figure I.2 Plan de 1 ^{er} Etage (identique avec les autres étages)	04
Figure I.3 Plan de 2 ^{ème} Etage	05
Figure.1.4 Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.	12
Figure I.5 Diagramme parabole-rectangle	13

Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 Coupe transversale d'une poutre principale	22
Figure II.2 Coupe transversale de la poutre secondaire	23
Figure II.3 Coupe d'une dalle en corps creux	24
Figure.II.5 Différent type des voiles.	26
Figure II.4 Dimensions des poutrelles	28
Figure II.6 Dimension des poteaux	30
Figure II.7 La surface afférente de poteau	33
Figure II.8 Mur intérieur	36

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 Schéma statique d'un acrotère	38
Figure III.2 Ferrailage de l'acrotère	44
Figure III.3 Escaliers.	45
Figure III.4 Schéma d'escalier	47
Figure III.5 Schéma de ferrailage d'escalier	49
Figure III.6 Types des poutrelles	53
Figure III.7 Poutrelles	54
Figure III.8 Diagramme des moments au ELU de 3eme Type des poutrelle	55
Figure III.9 Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.	60
Figure III.10 Dimensionnements des balcons	60
Figure III.11 Schéma de ferrailage du balcon	65

Figure III.12 Ferrailage poutre palière, en travée	69
Chapitre IV. Etude Sismique	
Figure IV.1 Spectre de réponse de calcul	74
Chapitre V. Dimensionnement des éléments structuraux & Etude de l'infrastructure	
Figure V.1 disposition des armatures	93
Figure V.2 disposition des armature	94
Figure V.3 Schéma de la zone nodale	95
Figure V.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	105
Figure V.6 Type de fondation superficielle	107
Figure V.7 Schéma d'un radier général	108
Figure V.8 Radier général	109

Liste de tableaux

Tableau I.1 Caractéristique géométrique du Bâtiment	04
Tableau I.2 Composition moyenne du béton utilisé	10
Tableau I.3 Quelques valeurs des résistances d'attraction	11
Tableau I.4 Types d'acier	17
Tableau II.1 La section réduite du béton.	28
Tableau II.2 Dégression des charges d'exploitation.	33
Tableau II.3 Estimation des sections droites.	33
Tableau III.1 Combinaisons d'action sur escalier.	46
Tableau III.2 Moments ultimes et service	47
Tableau III.3 Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages	52
Tableau III.4 Choix de ferrailage des poutrelles	52
Tableau III.5 Effort tranchant	56
Tableau III.6 Récapitulatif des moments max agissent sur les poutres palier	65
Tableau III.7 Choix d'armature poutres palier	66
Tableau IV.1 valeurs du coefficient de comportement R	75
Tableau IV.2 Récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique	79
Tableau IV.3 Force sismique à la base	81
Tableau IV.4 Vérification de l'effort normal	82
Tableau IV.5 résultats Sens (x-x)	83
Tableau IV.6 résultats Sens (y-y)	84
Tableau IV.7 Justification Vis-à-vis de l'effet P-□ Sens transvaal.	85
Tableau IV.8 Justification Vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens longitudinal	85
Tableau V.1 Types des poteaux	87
Tableau V.2 Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres	92
Tableau V.3 récapitulatif des ferrailages des poutres.	94
Tableau V. 4 Sollicitations pour les différents poteaux	95
Tableau V. 5 Récapitulatif des armatures.	100

Liste des symboles

B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané a l'âge de j jours
E_{vi}	Module de Young instantané a l'âge de j jours
F	Force ou action en général
P	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{ti}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
G	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1	Hauteur du hourdis d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton.
Q	Charge permanente unitaire.
S_t	Espacement des armatures transversales
y_1	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
α_u	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
ϵ_{bcmax}	Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
μ_{ser}	Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
μ_u	Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	Coefficient de poisson (nu).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
σ	Contrainte normale (sigma).
σ_{bc}	Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
ϕ	Coefficient de fluage (phi).
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale.

Introduction Générale

Introduction général :

L'étude de la structure est une étape fondamentale et incontournable dans le processus de construction de tout édifice. Elle permet non seulement d'assurer la stabilité et la sécurité du bâtiment, mais aussi d'optimiser l'utilisation des matériaux et des ressources, garantissant ainsi une construction durable et économique. Cette étude s'appuie sur des connaissances théoriques et pratiques acquises au fil des années, combinées à l'utilisation de logiciels avancés de modélisation et de calcul.

Dans ce projet, nous avons utilisé AutoCAD, un logiciel réputé pour son efficacité dans la modélisation de structures complexes, notamment celles de bâtiments à plusieurs étages. AutoCAD permet une précision exceptionnelle dans les dessins techniques et les calculs, essentiels pour prendre en compte les effets des charges statiques et dynamiques, y compris les tremblements de terre. Cette précision est cruciale pour déterminer les propriétés dynamiques de la structure ainsi que les efforts internes auxquels chaque élément est soumis.

Le logiciel SAP2000 a également été utilisé pour des analyses statiques et dynamiques, notamment l'analyse modale, l'analyse des spectres de réponse, l'analyse des déplacements sismiques, et bien plus encore. Ces analyses ont permis de déterminer le coût d'adaptation de la structure aux différentes charges et de comprendre les divers efforts auxquels elle est soumise.

L'utilisation du béton armé dans notre projet présente plusieurs avantages. Il offre une flexibilité d'utilisation, permettant de réaliser des formes variées et des structures complexes. Sa durabilité garantit une longue durée de vie au bâtiment, tandis que ses propriétés ignifuges assurent une meilleure résistance au feu, augmentant ainsi la sécurité des occupants.

Notre projet consiste en une étude exhaustive d'un immeuble en béton armé de neuf étages plus un rez-de-chaussée (RDC+9), situé dans la wilaya de Boumerdes. Cette région, classée en zone sismique élevée (Zone II) selon la réglementation parasismique algérienne (RPA 99/version 2003), impose des exigences strictes en matière de conception et de construction pour résister aux secousses sismiques. Le bâtiment est destiné à un usage mixte, combinant des espaces résidentiels et commerciaux, ce qui ajoute une complexité supplémentaire à l'étude en raison des différentes charges et usages des espaces.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres principaux :

- Présentation de l'ouvrage: Dans ce chapitre, nous décrivons en détail le bâtiment, ses caractéristiques principales, et les matériaux choisis pour sa construction. Nous expliquons les raisons derrière chaque choix de matériau et les avantages qu'ils offrent en termes de durabilité, de résistance et de coût.

- Pré-dimensionnement des éléments structurels : Ce chapitre traite du pré-dimensionnement des éléments structurels principaux tels que les colonnes, les poutres et les murs. Nous y détaillons les calculs préliminaires nécessaires pour assurer la stabilité et la résistance de la structure.

- Étude des éléments secondaires : Ici, nous examinons les éléments secondaires du bâtiment, tels que les acrotères, les escaliers, les balcons et l'ascenseur. Chaque élément est analysé en termes de fonction, de charge et d'intégration dans la structure globale.

- Étude sismique : Ce chapitre est consacré à l'analyse de l'impact sismique sur le bâtiment. Nous y déterminons l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, en utilisant des modèles tridimensionnels créés avec AutoCAD et SAP2000.

- Calcul des éléments non structurels : Enfin, nous effectuons le calcul détaillé des éléments non structurels. Ces éléments, bien qu'ils ne contribuent pas directement à la résistance structurelle, sont essentiels pour la sécurité et le confort des occupants.

À travers cette étude, nous visons à garantir que le bâtiment non seulement respecte toutes les normes de construction et de sécurité en vigueur, mais aussi qu'il soit optimisé en termes de performance et de durabilité. Cette approche intégrée et rigoureuse nous permet de concevoir un édifice capable de résister aux aléas sismiques tout en offrant des espaces fonctionnels et sûrs pour ses utilisateurs.

Chapitre I

*Présentation du projet et
caractéristique des matériaux*

I.1 introduction :

La construction de bâtiments en béton dans les zones sismiques nécessite des études approfondies afin de minimiser leur impact sur la solidité et la durabilité des structures.

Ce chapitre se concentrera sur la présentation de l'ouvrage, où seront abordées les caractéristiques géométriques et structurelles de la construction, les matériaux employés, ainsi que les références informatiques de la structure étudiée.

I.2 Généralités :

Dans ce projet, nous avons procédé une étude d'un bâtiment R+9, un RDC commercial et 09 étage à destination d'habitations, Le bâtiment sera implanté a willaya Boumedès selon le RPA 99/ 2003 cette zone est sismicité fort (zone II)

I.3 Présentation du Projet :

Ce projet vise à étudier d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée ainsi que de neuf étages (RDC+9).

- **Le RDC** : est destiné à usage commerciale,
- **Les autres niveaux** : sont destinés à l'habitation (quatre appartements de type F3 dans chaque étage). Cet ouvrage est situé de wilaya de Boumerdès, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone II) selon le RPA99/version 2003.

Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Boumerdès, en Algérie, dans le cadre du RPA99/2003, et est classé en zone II, considérée comme une zone tampon de taille moyenne. Ce type de bâtiment fait référence au groupe d'usage 2 (lieu de groupe ou usage de bureau jusqu'à 48 mètres de hauteur).

I.3.1 Caractéristiques Géométriques du Bâtiment :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de dimensions suivantes:

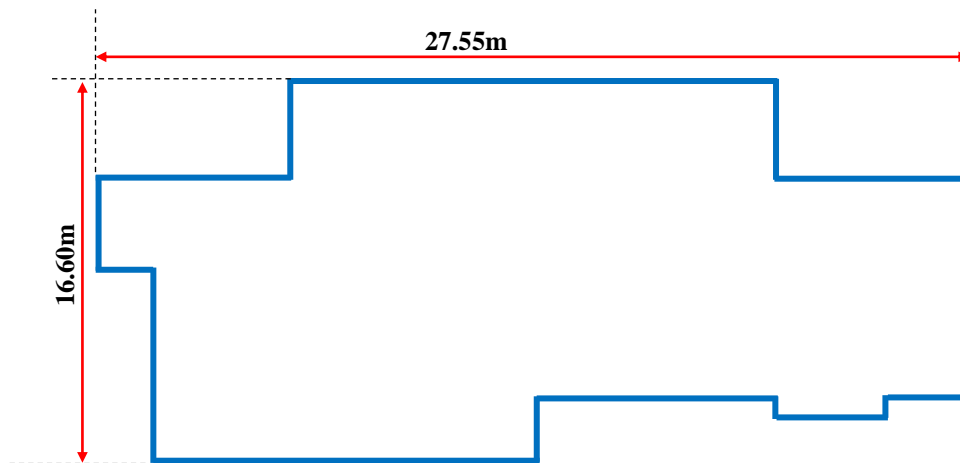
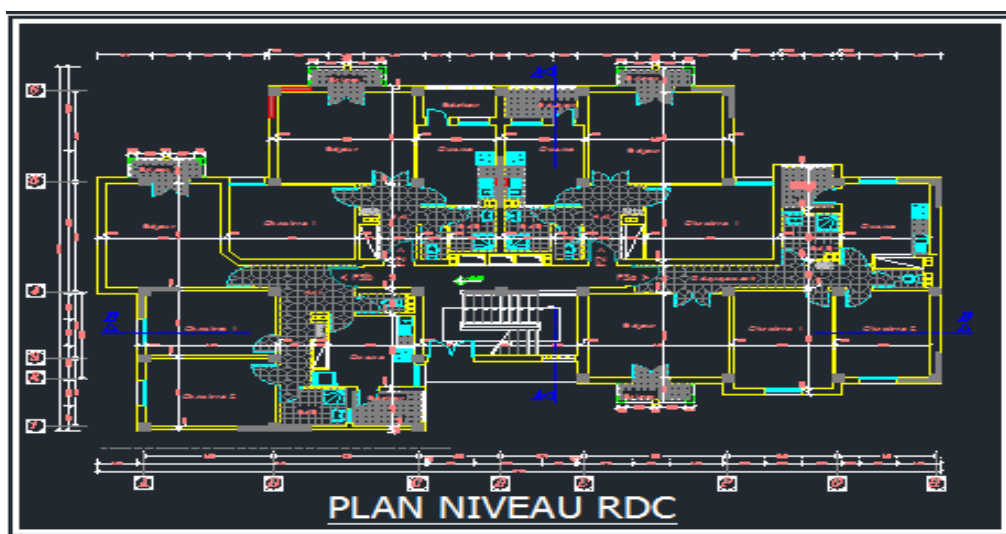


Figure I.2 Géométries du Bâtiment

Tableau I.1 Caractéristique géométrique du Bâtiment

Longueur totale du bâtiment en plan	27.55 mètres
Largeur totale du bâtiment en plan	16.60 mètres
Hauteur du RDC	2.89 mètres
Hauteur des étages courants	2.89 mètres
Hauteur totale du bâtiment	30.5 mètres

- Le bâtiment à une forme rectangulaire ;
- Le bâtiment présente une symétrie par rapport aux deux axes x et y ;
- La communication entre les différents étages se fait aux moyens d'ascenseur et d'escaliers.

Figure I.3 Plan de 1^{er} Etage (identique avec les autres étages)

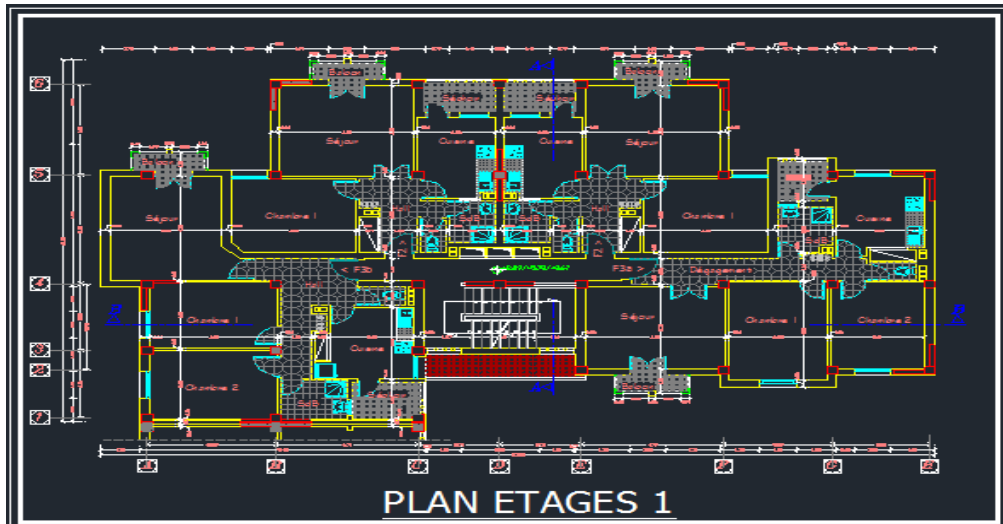


Figure I.3 Plan de 1^{ème} Etage

I.4 Disruption du Projet :

I.4.1 Système structural (selon RPA/2003) :

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes le règlement parasismique Algérien conseil d'avoir des formes simples, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités.

Donc nos ouvrages doivent comporter au moins des contreventements dans deux Directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre les charges verticales ;
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

❖ Plancher :

Nous avons optés pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

- Et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes). Le RDC est en dalle pleine.

❖ **Conception Structurale:**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques et de voiles de contreventement dans les deux directions.

❖ **Maçonneries :**

- La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.
- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

. - Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de plaque au plâtre.

❖ **Revêtement**

Le Revêtement est constitué de :

Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ **Escaliers:**

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers qui sont droites et contient deux paillasse et un palier.

❖ **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 65 cm d'ateur et de 15 cm d'épaisseur.

❖ **Terrasse :**

La terrasse est accessible pour entretien, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

❖ **Ossature:**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

Parmi les caractéristiques mécaniques et physiques du béton armées qu'on doit les savoir pour notre étude :

- Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression, notées respectivement par f_{t28} et f_{c28} ,
- Les déformations (allongements et raccourcissements),
- Les diagrammes : contraintes-déformations.

I.6 Principe du béton armé :

Le principe du béton armé est une technique de construction largement utilisée dans laquelle le béton, qui est un matériau très résistant à la compression mais relativement faible en traction, est renforcé avec des barres d'acier. L'acier, étant un matériau très résistant à la traction, est placé stratégiquement dans la structure pour résister aux forces de traction.

Le processus de béton armé implique généralement les étapes suivantes :

Conception de la structure : Un ingénieur civil conçoit la structure en tenant compte des charges prévues, des conditions environnementales et des exigences de sécurité. Cela comprend la détermination de l'agencement des éléments structurels en béton armé ainsi que des barres d'acier d'armature.

Fabrication des moules : Des moules sont fabriqués selon les spécifications de conception pour couler le béton dans les formes requises. Ces moules définissent la forme et la taille des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres, les dalles, etc.

Placement des armatures : Des barres d'acier, généralement sous forme de treillis soudés ou de barres individuelles, sont placées dans les moules conformément aux plans de conception. Ces barres d'acier servent à renforcer le béton en résistant aux forces de traction.

Coulage du béton : Une fois que les armatures sont en place, le béton est coulé dans les moules autour des barres d'acier. Pendant le processus de coulée, les ouvriers veillent à ce que le béton soit correctement compacté pour éliminer les poches d'air et à ce qu'il remplisse uniformément tous les espaces autour des armatures.

Durcissement et cure : Après le coulage, le béton est autorisé à durcir et à gagner en résistance. Un processus de cure est souvent mis en place pour maintenir une humidité

constante et favoriser le durcissement complet du béton, ce qui améliore sa résistance et sa durabilité.

Une fois durci, le béton armé est capable de supporter efficacement les charges appliquées tout en résistant aux forces de traction grâce aux armatures en acier intégrées. Ce principe de construction est largement utilisé dans une variété d'applications, notamment les bâtiments, les ponts, les barrages, les tunnels et bien d'autres structures.

I.6.1 Béton armé :

Les spécifications pour les granulats, le sable et les liants normalisés dans la fabrication du béton en Algérie peuvent varier en fonction des exigences de l'ouvrage et des normes en vigueur. Voici quelques points importants à considérer pour chacun de ces composants :

Granulats (Gravier) : La dimension maximale des granulats doit être compatible avec les exigences de l'ouvrage, notamment les espacements d'armatures et les épaisseurs d'enrobages. Cela signifie que la taille du gravier utilisé doit être adaptée pour assurer un bon remplissage des moules et une distribution homogène dans le béton, tout en permettant un espacement adéquat des armatures et un enrobage suffisant pour protéger les armatures contre la corrosion.

Sable : Le sable utilisé dans la fabrication du béton doit avoir un module de finesse (Mf) approprié, généralement dans la plage de Mf 2.2 à 2.8. Le module de finesse est une mesure de la distribution granulométrique du sable et il affecte directement les propriétés du béton, telles que sa résistance et sa maniabilité. Un sable avec un module de finesse dans cette plage est considéré comme adapté à la fabrication du béton.

Liants normalisés (Ciment artificiel) : Les liants normalisés, tels que le ciment artificiel, sont des matériaux essentiels dans la fabrication du béton. En Algérie, le ciment utilisé doit être conforme aux normes et spécifications nationales en matière de qualité et de performance. Les types de ciment et les caractéristiques spécifiques peuvent varier en fonction des exigences de l'ouvrage et des conditions environnementales, mais ils doivent généralement répondre à des normes de qualité strictes pour garantir la durabilité et la résistance du béton.

I.6.2 Les principaux avantages du béton armé sont :

Les principaux avantages du béton armé résident dans sa capacité à combiner les propriétés du béton et de l'acier pour créer des structures robustes et durables. Voici quelques-uns des avantages les plus importants :

- 1- **Résistance et durabilité** : Le béton armé offre une résistance élevée à la compression grâce au béton et une résistance élevée à la traction grâce à l'acier. Cette combinaison permet de créer des structures capables de supporter efficacement les charges et les contraintes auxquelles elles sont soumises, assurant ainsi une durabilité à long terme.
- 2- **Flexibilité de conception** : Le béton armé offre une grande flexibilité de conception, ce qui permet de réaliser une variété de formes et de configurations pour répondre aux besoins spécifiques de chaque projet. Les poteaux, poutres, dalles et autres éléments peuvent être conçus et agencés de manière à optimiser la performance structurale et fonctionnelle de l'ouvrage.
- 3- **Résistance au feu** : Le béton armé offre une bonne résistance au feu en raison de la capacité du béton à maintenir sa structure et à protéger les armatures en acier contre les températures élevées. Cela permet d'améliorer la sécurité incendie des bâtiments et des structures en béton armé.
- 4- **Rentabilité** : Le béton armé est généralement considéré comme une option économique pour la construction, en raison de sa disponibilité abondante des matériaux, de sa facilité de fabrication et de sa durabilité à long terme. De plus, les techniques de construction en béton armé peuvent souvent être mises en œuvre de manière rentable, ce qui en fait un choix attrayant pour de nombreux projets de construction.
- 5- **Entretien réduit** : Les structures en béton armé nécessitent généralement peu d'entretien et sont moins sensibles aux dommages causés par les intempéries, les insectes et la pourriture par rapport à d'autres matériaux de construction. Cela réduit les coûts d'entretien à long terme et prolonge la durée de vie utile de la structure.

I.6.3 Composition moyenne du béton utilisé :

Selon la résistance et la malléabilité désirées, diverses méthodes de formulation du béton sont disponibles. Dans notre cas, une résistance à la compression de 25 MPa a été sélectionnée, ainsi, la composition moyenne suivante répond à nos besoins.

Tableau I.2. Composition moyenne du béton utilisé

Composants	Granulats (Gravier 5/15)	Sable 0/5	Ciment artificiel	Eau
Volume (Litre)	800	400	350	175
Poids (Kg)	1200	600	400	180

I.6.4 Dosage du béton :

Le poids du liant utilisé dans le mélange de béton, tel que le ciment, a un impact direct sur la densité du béton résultant. En général, une plus grande quantité de ciment par mètre cube de béton conduit à une densité plus élevée.

Pour notre étude projet, nous utilisée 7 sacs de ciment de 50 kg chacun par mètre cube de béton, vous obtiendrez une densité de béton qui variera entre 2200 kg/m³ et 2500 kg/m³. Cette variation dépendra de plusieurs facteurs, notamment la teneur en eau, la taille et la forme des granulats, ainsi que les propriétés spécifiques du ciment utilisé.

I.6.4.1 Calcul la densité du béton :

A- Calcul du poids total du ciment

7 sacs de ciment * 50 kg/sac = 350 kg de ciment par mètre cube de béton.

B- Calcul de la masse volumique du béton

Pour un mélange typique de béton, la densité peut varier entre 2200 kg/m³ et 2500 kg/m³. Vous pouvez utiliser cette fourchette pour estimer la densité de votre béton en fonction du dosage en ciment.

C- Réglage en fonction des autres composants

La densité réelle du béton peut varier en fonction des autres composants utilisés, tels que l'eau, les granulats et les éventuels adjuvants.

I.6.5 Résistance à la compression :

Dans les règles BAEL, la résistance à la compression du béton à différents âges est un élément crucial dans la conception des structures en béton armé.

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours, également appelée résistance caractéristique à 28 jours. Cette valeur est souvent utilisée comme référence pour la conception des structures en béton.

f_{cj} : La résistance à la compression du béton à un âge j inférieur à 28 jours. Cette valeur est utilisée pour évaluer la résistance du béton à des âges plus précoces que 28 jours.

Il est important de noter que la résistance du béton évolue avec le temps après le coulage. Généralement, la résistance à la compression du béton augmente à mesure qu'il vieillit et atteint une grande partie de sa résistance nominale à l'âge de 28 jours. Cependant, il est également nécessaire de prendre en compte la résistance à des âges plus précoces pour certaines applications ou situations spécifiques.

Les valeurs f_{c28} et f_{cj} sont généralement déterminées par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées en laboratoire. Ces valeurs sont ensuite utilisées dans les calculs de conception conformément aux règles BAEL pour garantir que les structures en béton armé répondent aux exigences de résistance et de sécurité.

A- En compression f_{cj}

Pour une résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$

B- En traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction (f_{tj}) est définie par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.6 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Tableau I.3 Quelques valeurs des résistances d'attraction

f_{c28} [MPa]	25	25	30	40	60	80
f_{t28} [MPa]	1.8	2.1	2.4	3	4.2	5.1

I.7 Déformation et contrainte de calcul :

I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU):

L'État Limite Ultime de Résistance (ELU) est l'un des états limites à considérer dans la conception des structures en génie civil. Il se réfère à la condition dans laquelle une structure ou une partie de celle-ci ne peut plus supporter les charges appliquées sans subir de défaillance ou de rupture excessive. L'ELU est souvent associé à la résistance des matériaux et des composants structuraux.

Le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

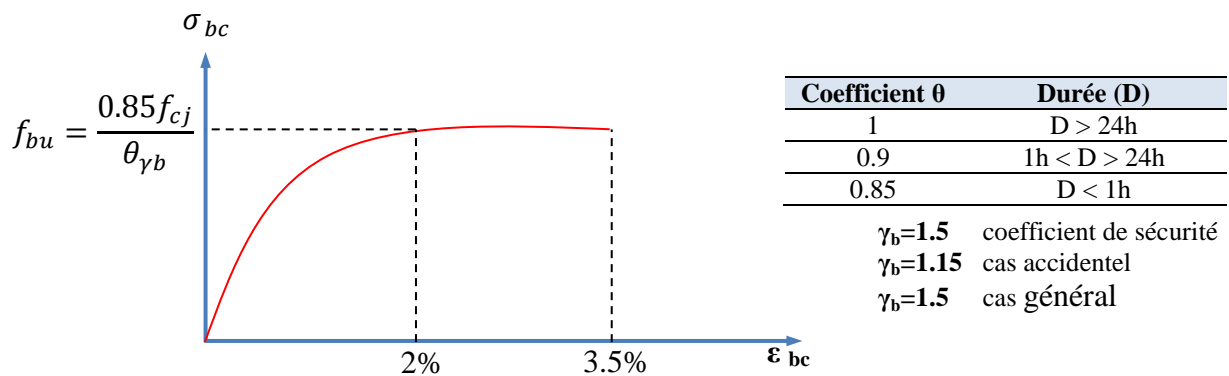


Figure.1.4 Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton.

Il convient de noter que la courbe représentée par un trait discontinu est celle obtenue à partir des résultats de l'essai, tandis que la courbe représentée par un trait continu est une simplification de cette dernière, réalisée dans le but de faciliter les calculs et l'analyse de la structure.

I.7.2 État limite de service (ELS)

A l'ELS (σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

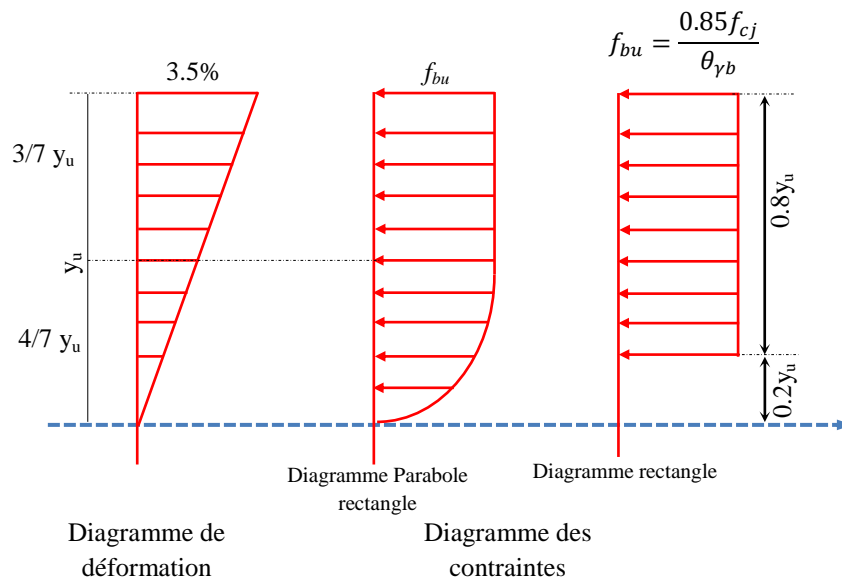


Figure I.5 Diagramme parabole-rectangle

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle.

Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissant Où constant vers les fibres les plus comprimées.

$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.7.3 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est une mesure de la résistance maximale d'un matériau à une force de cisaillement. En d'autres termes, c'est la contrainte maximale que le matériau peut supporter avant de subir une déformation permanente ou de se rompre sous l'effet d'une force qui agit en parallèle à ses plans de cisaillement.

La contrainte ultime de cisaillement est généralement exprimée en unités de force par unité de surface, telles que les pascals (Pa) ou les livres par pouce carré (psi). Elle est déterminée par des tests de laboratoire où des échantillons de matériau sont soumis à des forces de cisaillement croissantes jusqu'à ce que la défaillance se produise.

Cette valeur est importante dans la conception et l'ingénierie des structures, car elle permet de s'assurer que les matériaux utilisés peuvent supporter les charges de cisaillement attendues sans subir de défaillance. Elle varie selon le type de matériau et peut être affectée par des facteurs tels que la température, la vitesse de chargement et la présence de défauts ou d'imperfections dans le matériau.

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\dot{C}_u \leq \dot{C}$

$$\dot{C} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{cas normal (fissuration peu nuisible)})$$

$$\dot{C} = \min (0.10 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa} \quad (\text{cas normal (fissuration peu nuisible)})$$

I.7.4 Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton est une mesure de la rigidité du matériau béton lorsqu'il est soumis à des contraintes de traction ou de compression dans la direction longitudinale, c'est-à-dire parallèlement à l'axe de l'élément structurel en béton.

I.7.4.1 Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

Avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

E_{ij} : est le module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

f_{cj} : est la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

Cette formule exprime le module de déformation instantanée en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton. Elle est utilisée pour estimer la raideur initiale du béton lorsqu'il est soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

I.7.4.2 Module de déformation différée :

Le module de déformation différée du béton, noté E_{vj} , est une mesure de la rigidité du béton lorsqu'il est soumis à des contraintes de longue durée. Il est différent du module de déformation instantanée, car il prend en compte les déformations qui se développent progressivement dans le béton au fil du temps sous l'effet de contraintes continues.

La formule donnée pour le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

Avec E_{vj} et f_{cj} en MPa.

E_{vj} : est le module de déformation différée du béton à l'âge j jours.

f_{cj} : est la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

Cette formule exprime le module de déformation différée en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton. Elle est souvent utilisée pour estimer la déformation différée du béton dans les calculs de long terme, par exemple dans les calculs de fluage et de retrait.

Le module de déformation transversale, également appelé module de Poisson transversal, est une mesure de la capacité d'un matériau à se contracter dans une direction perpendiculaire à la direction de l'application de la charge lorsque celle-ci est soumise à une contrainte uni-axiale.

I.7.5 Module de déformation transversale :

Dans le contexte du béton, le module de déformation transversale est une propriété importante à prendre en compte lors de la conception des structures, car il influe sur le comportement global du béton sous charge.

Cependant, il est à noter que le béton est généralement considéré comme un matériau peu compressible dans la direction transversale par rapport à la direction longitudinale de la charge. Par conséquent, le module de déformation transversale du béton est souvent négligé dans de nombreuses analyses de structures en béton armé ou précontraint.

En pratique, dans les calculs de structures en béton, il est courant d'utiliser des valeurs typiques pour le module de déformation transversale, généralement dans la plage de **0,1** à **0,2** fois le module d'élasticité longitudinale du béton. Ces valeurs sont basées sur des conventions de conception et des recommandations empiriques.

I.7.6 Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson (U) est en effet défini comme le rapport entre la déformation relative transversale ($\frac{\Delta d}{d}$) et la déformation relative longitudinale ($\frac{\Delta l}{l}$) lorsqu'un matériau est soumis à une force de traction. Mathématiquement, cela peut être écrit comme :

$$U = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Les valeurs typiques du coefficient de Poisson pour le béton varient généralement en fonction de l'état de chargement et de la présence de fissures :

- Pour l'état limite de service (ELS), où le béton n'est pas fissuré, le coefficient de Poisson est généralement supposé être autour de 0,2.
- Pour l'état limite ultime (ELU), où le béton est fissuré, le coefficient de Poisson est généralement considéré comme étant proche de zéro (0).

Ces valeurs sont importantes pour modéliser le comportement du béton dans les calculs de structures, car elles influencent les déformations et les contraintes dans les éléments de construction soumis à des charges de traction.

I.8 L'acier :

Les propriétés mécaniques des aciers utilisés dans le renforcement des structures sont essentielles pour assurer la sécurité et la durabilité des éléments de la construction. Voici quelques-unes des propriétés mécaniques clés des aciers utilisés dans la construction, en particulier pour le ferrailage :

- A- Limite élastique (R_e) :** La limite élastique est la contrainte maximale qu'un matériau peut supporter sans subir de déformation permanente. Pour les aciers de construction utilisés dans le ferrailage, la limite élastique est généralement exprimée en méga pascals (MPa). Elle représente la résistance du matériau à la déformation élastique.
- B- Résistance à la traction (R_m) :** La résistance à la traction est la contrainte maximale qu'un matériau peut supporter avant de se rompre sous l'effet d'une force de traction. Comme la limite élastique, elle est généralement exprimée en méga pascals (MPa).
- C- Allongement à la rupture ($A\%$) :** L'allongement à la rupture est la mesure de la déformation maximale que le matériau peut subir avant de se rompre sous l'effet d'une force de traction. Il est exprimé en pourcentage et indique la ductilité du matériau.
- D- Module d'élasticité (E) :** Le module d'élasticité est une mesure de la rigidité du matériau, c'est-à-dire sa capacité à résister à la déformation élastique sous l'effet d'une contrainte appliquée. Il est exprimé en pascals (Pa) ou en giga pascals (GPa).
- E- Coefficient de Poisson (ν) :** Le coefficient de Poisson est une mesure de la capacité d'un matériau à se contracter dans une direction perpendiculaire à la direction de l'effort appliqué lorsqu'il est soumis à une contrainte uni-axiale. Il est sans dimension et est souvent négligé pour les aciers.
- F- Résilience :** La résilience est la capacité d'un matériau à absorber de l'énergie lorsqu'il est soumis à une contrainte et à restituer cette énergie lors de la décharge. C'est une mesure de la ténacité du matériau.

Tableau I.4 Types d'acier

Type	Nuance	Limite Élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute	Fe E400	400	310-490	22%
Adhérence (HA)	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse	Fe E215	500	480	14%
(RL)	Fe E235	235	550	12%
	Fe E500	500	550	12%

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- Aciers de haute adhérence FeE400.... Armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL): FeE215.....étriers, cadres, épingles.
- Treillis soudés (TS): FeE500.....tables de compression.

I.8.1 Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, souvent noté E ou E_s (pour "module d'élasticité de l'acier"), est une mesure de la rigidité ou de la raideur de l'acier dans la direction de l'application de la force ou de la contrainte.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier varie selon le type d'acier, sa composition chimique, son traitement thermique et d'autres facteurs. Cependant, pour la plupart des aciers structurels couramment utilisés, le module d'élasticité longitudinale se situe dans une plage typique entre 190 et 210 gigapascals (GPa), soit environ 190 000 à 210 000 mégapascals (MPa).

Cela signifie que, dans la plage élastique, un acier typique se déformera élastiquement d'environ 0,2% de sa longueur sous l'effet d'une contrainte normale. Cette déformation est réversible, ce qui signifie que l'acier retrouvera sa forme d'origine une fois que la charge est retirée, à condition que la contrainte appliquée reste inférieure à sa limite élastique.

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

I.8.2 Contraintes limites :

Etat limite ultime : Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation suivant; $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec $E_s = 200 \text{ GPa}$

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ cas de initiation accidentelle

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

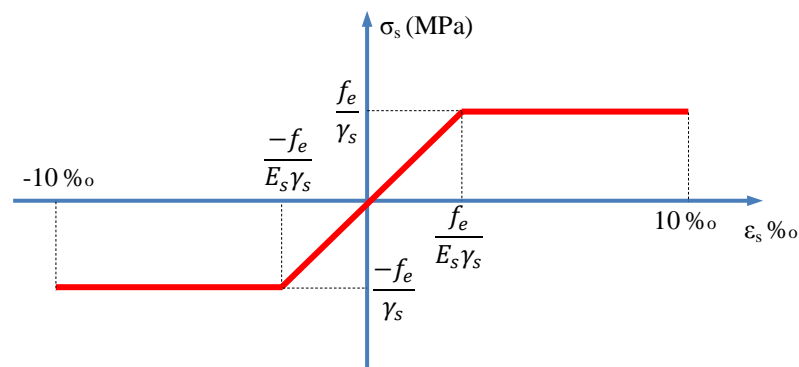


Figure I.6. Diagramme contrainte-déformations des aciers.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

I.8.3 Etat limite de service :

Les critères relatifs à l'état limite de service (ELS) en ce qui concerne la fissuration dans les structures en acier. Voici comment les différents niveaux de fissuration sont généralement classés en fonction de leur impact sur la performance de la structure :

- **Fissuration peu nuisible** : Dans certains cas, la fissuration peut être considérée comme peu nuisible si elle n'affecte pas de manière significative la performance ou la durabilité de la structure. Dans de tels cas, il n'y a pas de limitation spécifique imposée sur la fissuration, et les critères de conception se concentrent sur d'autres aspects de l'ELS.
- **Fissuration préjudiciable** : Si la fissuration commence à compromettre la performance ou la durabilité de la structure, elle est considérée comme préjudiciable. Cela peut se produire lorsque la fissuration conduit à des problèmes esthétiques, à une réduction de l'intégrité structurelle ou à des problèmes de durabilité à long terme. Dans ces cas, des mesures correctives peuvent être nécessaires pour limiter la fissuration ou ses effets.
- **Fissuration très préjudiciable** : Lorsque la fissuration devient très étendue ou entraîne des problèmes graves de performance ou de sécurité, elle est considérée comme très préjudiciable. Cela peut se produire dans des situations où la fissuration compromet sérieusement la capacité de la structure à résister aux charges ou à

maintenir son intégrité structurelle. Des actions correctives importantes peuvent être nécessaires dans de tels cas.

Le coefficient de fissuration (η) est un facteur utilisé pour quantifier l'effet de la rugosité de surface sur la propagation des fissures. Il est utilisé pour ajuster les critères de conception en fonction de la rugosité de surface de l'acier utilisé dans la structure. Un coefficient de fissuration de 1 est généralement utilisé pour des barres lisses, tandis qu'un coefficient de fissuration de 1,6 est souvent appliqué à l'acier ordinaire.

I.9 Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- **DTR BC 2.48 - RPA99/Version 2003** : Il s'agit des règles parasismiques algériennes, qui définissent les prescriptions à suivre pour la conception et la construction des bâtiments et structures en Algérie afin de les rendre résistants aux séismes. Cette norme spécifie les charges sismiques et les dispositions constructives à prendre en compte pour garantir la sécurité des structures en cas de tremblement de terre.

- **DTR BC 2.41 - CBA93** : Ces règles concernent la conception et le calcul des structures en béton armé. Elles fournissent des lignes directrices pour la conception des éléments en béton armé, y compris les dalles, les poutres et les colonnes, en tenant compte des charges et des contraintes applicables.

- **DTR B.C.2.2** : Ces règles concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation à prendre en compte dans la conception des structures. Elles spécifient les valeurs des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des équipements fixes, etc.) et des charges d'exploitation (charges de vent, de neige, de trafic, etc.) à utiliser dans les calculs de conception.

- **DTR BC.2.331** : Ces règles concernent le calcul des fondations superficielles. Elles fournissent des méthodes et des prescriptions pour le dimensionnement des fondations de bâtiments et de structures en fonction des caractéristiques du sol et des charges appliquées.

- **BAEL 91/Version 99** : Le Béton aux États Limites (BAEL) est une méthode de calcul utilisée en France pour la conception des structures en béton. Cette norme spécifie les règles de dimensionnement et de calcul des éléments en béton armé en se concentrant sur les états limites ultimes et de service, ainsi que sur les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.10 Les logiciels utilisés :

AUTOCAD 2013 : C'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plan des ouvrages de génie civil et des travaux publics.

I.10 Conclusion :

Ce chapitre met en évidence l'importance de présenter le projet et les propriétés des matériaux utilisés dans la construction, tout en soulignant que la stabilité de la structure repose sur la résistance des éléments constitutifs de base. Dans ce contexte, le calcul des éléments d'un ouvrage s'appuie sur des règlements et des méthodes bien établis, tels que le BAEL91 et le RPA99.

Il est crucial de comprendre les caractéristiques des matériaux de construction et de se conformer aux réglementations en vigueur pour garantir la sécurité et la durabilité des structures. Les normes comme le BAEL91 et le RPA99 fournissent des lignes directrices précieuses pour la conception et le calcul des ouvrages, en tenant compte des charges, des matériaux utilisés et des conditions environnementales.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

Pour garantir la sécurité et la fiabilité d'une structure, il est impératif que chaque élément, qu'il s'agisse de poteaux, de poutres, de voiles ou d'autres composants, soit minutieusement dimensionné pour résister efficacement aux différentes sollicitations auxquelles il sera soumis. Ces sollicitations incluent non seulement les charges verticales engendrées par le poids propre de la structure et les charges d'exploitation, mais également les charges horizontales générées par les forces du vent et du séisme. Le respect des recommandations du règlement parasismique en vigueur, tel que le RPA 99-version 2003, est essentiel pour assurer la conception conforme et la stabilité sismique de l'ouvrage. En intégrant les normes et les directives de ce règlement dans le pré-dimensionnement de chaque élément structurel, on garantit une base solide pour la construction d'une structure résistante et durable. Ainsi, ce processus de pré-dimensionnement, guidé par les normes parasismiques, constitue une étape cruciale dans le processus de conception d'une structure. En suivant ces recommandations, les ingénieurs et les concepteurs peuvent s'assurer que la structure sera capable de supporter efficacement les charges prévues, tout en étant résiliente face aux aléas sismiques et climatiques. Dans cette optique, nous examinerons plus en détail les principaux éléments de la structure et les considérations spécifiques liées à leur dimensionnement, en mettant particulièrement l'accent sur la manière dont ces éléments doivent être conçus pour répondre aux exigences de résistance et de sécurité imposées par le règlement parasismique.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux essentiels dans la construction. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux et aux fondations. La conception des poutres dépend de divers facteurs, tels que les charges appliquées, les dimensions de la portée, la résistance requise et les codes du bâtiment. Les poutres peuvent être en béton armé, en acier ou en bois, selon les exigences du projet. Elles doivent être dimensionnées et armées de manière appropriée pour résister aux charges de flexion, de cisaillement et de torsion. L'efficacité des poutres contribue à la stabilité et à la durabilité globale de la structure.

Pré-dimensionnement s'effectue selon CBA 93, et sera vérifiée par le RPA99. La hauteur totale de la poutre :

$$L_{\max} / 15 h_p \leq L_{\max} / 10 \text{ et } 0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p$$

Avec

L : longueur maximale,

h_p : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

II.2.1.1 Poutres principales :

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99

A savoir :

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 0.4 \end{cases}$$

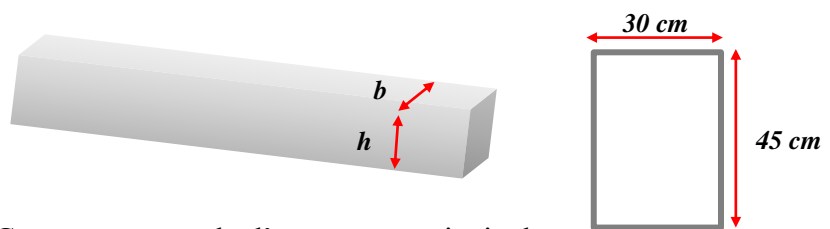


Figure II.1 Coupe transversale d'une poutre principale

Elle sont disposées perpendiculairement aux poutrelle, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

Nous avons : $L_{\max} = 550 \text{ cm}$.

$$\frac{550}{15} \leq h_p \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.66 \leq h_p \leq 55$$

On adopte: $h_p = 45 \text{ cm}$.

La longueur de la poutre doit vérifier:

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p$$

$$15 \leq b \leq 40 = 30 \text{ cm}$$

Vérification suivant le RPA 99/2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$ $b=30 \text{ cm}$.	Condition vérifiée.
$h \geq 30 \text{ cm}$ $h=40 \text{ cm}$	Condition vérifiée.
$h/b \leq 4$ $1.36 < 4$	Condition vérifiée.

Les poutres principales auront une section

$$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

II.2.1.2 poutres secondaires:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

L la longueur maximale selon y.

$$L=420 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} = 26.66 \leq h_p \leq 40$$

On adopte: $h_p = 35 \text{ cm}$

La longueur de la poutre doit vérifier: $0.4h < b < 0.8h$

$16 < b < 32$ On prend $b=30 \text{ cm}$.

Selon RPA99 version 2003: On adopte: $b=30 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} 35 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 30 \text{ cm} \\ 1.16 \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc les sections des poutres principales et secondaires sont :

Poutres principales: $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

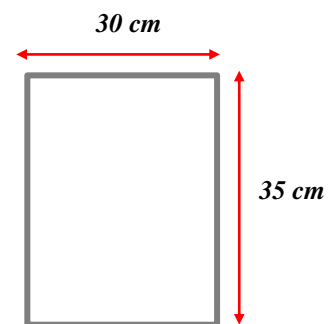


Figure II.2 Coupe transversale de la poutre secondaire

II.2.2 Planchers :

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destination diverse ou dans les constructions industrielles se classent en quatre grandes catégories :

- 1- planchers avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales ;
 - 2- planchers à poutrelles parallèles rapprochées ;
 - 3- planchers à 'hourdis creux' (ou à 'corps creux')
 - 4- planchers champignons et planchers-dalles.
- Un plancher d'habitation ou d'usine est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols , dont les deux fonctions principales sont :
 - Une résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges ;
 - Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés en place.

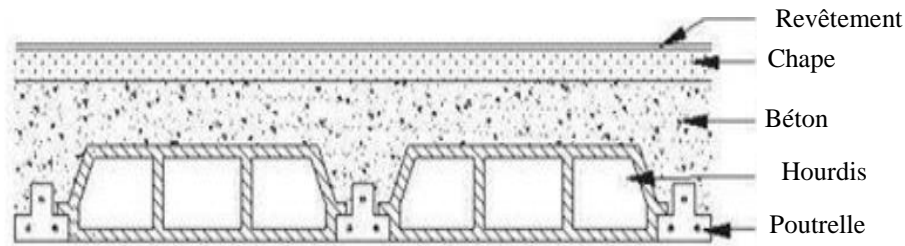


Figure II.3 Coupe d'une dalle en corps creux

II.2.2.1 Plancher à corps creux :

Le choix d'un plancher à corps creux peut offrir plusieurs avantages, notamment :

- **Légèreté et économie de matériaux** : Les planchers à corps creux utilisent moins de matériaux que les planchers pleins, ce qui les rend plus légers et plus économiques à construire.
- **Réduction du poids de la structure** : En raison de leur légèreté, les planchers à corps creux contribuent à réduire le poids global de la structure du bâtiment, ce qui peut être avantageux dans certaines situations, notamment pour les bâtiments à plusieurs étages.
- Facilité d'installation des réseaux : Les vides dans les corps creux offrent de l'espace pour l'installation des réseaux de plomberie, de câblage électrique et de ventilation, ce qui peut faciliter l'installation et la maintenance de ces systèmes.
- **Isolation acoustique et thermique** : Les vides dans les corps creux peuvent être remplis de matériaux isolants pour améliorer l'isolation acoustique et thermique du bâtiment, ce qui peut contribuer à réduire les coûts énergétiques et à améliorer le confort des occupants.
- **Flexibilité de conception** : Les planchers à corps creux offrent une plus grande flexibilité de conception, car ils permettent de créer des espaces ouverts et polyvalents sans sacrifier la résistance structurelle.
- **Résistance au feu** : Certains types de planchers à corps creux offrent une bonne résistance au feu, ce qui peut améliorer la sécurité incendie du bâtiment.
 - $e = 7$ cm, feu pendant une heure ;
 - $e = 11$ cm pour une protection incendie de deux heures ;
 - $e = 17,5$ cm pour une protection Incendies de quatre heures.

Supposons : $e = 18$ cm

II.2.2.2 Condition de la flèche :

$$e \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

Donc, on adoptera une hauteur de plancher $e = 20$ cm (4 cm pour la dalle de compression et 16 cm pour le corps creux).

II.2.2.3 Isolation acoustique :

Selon les règles CBA93 (Code de la Construction et de l'Habitation - Arrêté du 30 juin 1999) en France, l'épaisseur minimale recommandée pour un plancher afin d'obtenir une bonne isolation phonique est de 13 cm. Cette épaisseur est souvent considérée comme un seuil minimal pour garantir une isolation acoustique adéquate entre les différents étages d'un bâtiment, en réduisant la transmission des bruits d'impact et des bruits aériens. Il est à noter que cette épaisseur minimale peut varier en fonction de divers facteurs, tels que la composition spécifique du plancher, les matériaux utilisés, les conditions environnementales et les exigences spécifiques du projet de construction. Toutefois, la conformité aux normes CBA93 constitue une référence importante pour garantir une isolation phonique satisfaisante dans les bâtiments.

II.2.3 Dimensionnement des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles dépend de plusieurs facteurs, notamment la charge qu'elles doivent supporter, la portée du plancher, les normes de construction locales, les matériaux utilisés et d'autres considérations de conception.

La disposition des poutrelles dans la construction d'un plancher peut être déterminée par deux principaux critères :

a- Critère structurel :

Ce critère concerne la manière dont les poutrelles sont disposées pour assurer une résistance structurelle adéquate et une répartition efficace des charges. Les poutrelles peuvent être placées de manière à créer une grille régulière ou une structure en treillis, ce qui contribue à répartir uniformément les charges sur l'ensemble du plancher. La disposition structurelle des poutrelles dépend de facteurs tels que la portée du plancher, la charge à supporter, les matériaux de construction utilisés, ainsi que les exigences de conception spécifiques du projet.

b- Critère fonctionnel :

Ce critère concerne la disposition des poutrelles en fonction des exigences fonctionnelles du bâtiment. Par exemple, dans les bâtiments à usage commercial ou industriel, la disposition des poutrelles peut être déterminée par les besoins d'aménagement intérieur, tels que la

disposition des espaces de travail, des zones de stockage ou des équipements spécifiques. Dans les bâtiments résidentiels, la disposition des poutrelles peut être influencée par des considérations esthétiques ou par la nécessité de maximiser l'espace habitable.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

h_t : la hauteur des poutrelles.

L : la portée de la poutrelle. On a $L=420\text{cm}$

Donc, on adopte $h_t = 20 \text{ cm}$ tel que $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$.

$h_t=20 \text{ cm}$.

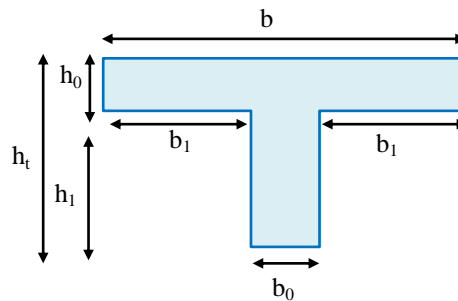


Figure II.4 Dimensions des poutrelles

$$b_1 = \min (l_n / 2 ; l_{max} / 10 ; 6 h_0)$$

l_n : distance entre axes des nervures (65 cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression 4 cm.

$$b_1 = \min (32.5 ; 42 ; 24) ; \text{ Soit } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = b_1 / 2 = 12 \text{ cm et } b = 65 \text{ cm.}$$

II.2.3 Dimensionnement des voiles :

Dans la conception parasismique des bâtiments en Algérie, les voiles de contreventement sont souvent utilisés comme l'un des principaux systèmes de contreventement pour améliorer la résistance sismique des structures. Le choix des voiles comme système de contreventement dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur du bâtiment, la zone sismique et la rigidité assignée aux voiles, ainsi qu'aux poteaux. Quelques points importants à considérer :

- **Hauteur du bâtiment :** Les voiles de contreventement sont particulièrement adaptés pour les bâtiments de hauteur moyenne à élever. Pour les bâtiments plus hauts, les voiles

peuvent être utilisés en combinaison avec d'autres systèmes de contreventement pour assurer une résistance suffisante aux forces sismiques.

- **Zone sismique :** Dans les zones sismiques plus actives, il est souvent nécessaire d'utiliser des voiles de contreventement plus robustes et plus rigides pour résister aux forces sismiques. Les voiles doivent être conçus pour répondre aux exigences spécifiques de la zone sismique en termes de résistance et de ductilité.

- **Rigidité assignée aux voiles et aux poteaux :** La rigidité des voiles et des poteaux de contreventement est un paramètre clé dans la conception du système de contreventement. Les voiles doivent être dimensionnés de manière à fournir une rigidité suffisante pour résister aux forces sismiques et limiter les déformations excessives de la structure.

En outre, il est important de tenir compte des interactions entre les voiles et d'autres éléments structuraux, tels que les poteaux et les dalles, pour assurer une conception cohérente et efficace du système de contreventement. Le choix des voiles de contreventement comme système de contreventement dans la conception parasismique des bâtiments en Algérie dépendra donc de divers facteurs, notamment la géométrie du bâtiment, les conditions sismiques locales et les exigences spécifiques du projet. Une évaluation approfondie de ces facteurs est essentielle pour garantir la sécurité et la performance sismique optimale de la structure du bâtiment.

II.2.3.1 Classification des voiles :

Les voiles de contreventement peuvent être classés en différents types en fonction de leur configuration, de leur position dans la structure et de leur méthode de construction.

Classification des types de voiles basée sur leurs caractéristiques :

a- Voile pleine sans raidisseur :

Il s'agit d'un voile plein sans aucune ouverture ni renfort supplémentaire. Ce type de voile offre une résistance maximale aux charges verticales et horizontales et est souvent utilisé dans les zones sismiques pour assurer une meilleure stabilité et résistance aux tremblements de terre (Figure II.5(a)).

b- Voile avec raidisseur :

Ce type de voile est similaire au voile plein, mais il comporte des raidisseurs, également appelés entretoises, qui renforcent la structure et améliorent sa rigidité. Les raidisseurs

peuvent être des barres d'acier ou d'autres éléments structuraux intégrés dans le voile pour renforcer sa capacité à résister aux charges sismiques (Figure II.5(b)).

c- Voile avec une seule file d'ouverture :

Ce type de voile comporte une ouverture dans sa structure, généralement située au centre ou près du centre du voile. Cette ouverture peut être utilisée pour des fins fonctionnelles telles que les fenêtres, les portes ou d'autres ouvertures nécessaires dans le bâtiment. Cependant, l'ouverture réduit la résistance du voile aux forces sismiques, il est donc important de concevoir des solutions de renforcement appropriées pour compenser cette perte de résistance (Figure II.5(c)).

d- Voile avec plusieurs files d'ouvertures :

Ce type de voile comporte plusieurs ouvertures dans sa structure, ce qui peut réduire considérablement sa résistance et sa rigidité. La conception de voiles avec plusieurs ouvertures nécessite une attention particulière aux détails pour garantir une performance sismique adéquate. Des renforcements supplémentaires peuvent être nécessaires pour compenser la perte de résistance due aux ouvertures multiples (Figure II.5(d)).

Chacun de ces types de voiles présente des avantages et des inconvénients en termes de résistance, de rigidité, de fonctionnalité et de complexité de la construction. Le choix du type de voile dépendra des exigences spécifiques du projet, y compris les charges structurelles, les conditions sismiques, les besoins fonctionnels et esthétiques, ainsi que les contraintes budgétaires. Une conception appropriée et une analyse structurale approfondie sont essentielles pour garantir la performance parasismique optimale des voiles dans la structure du bâtiment.

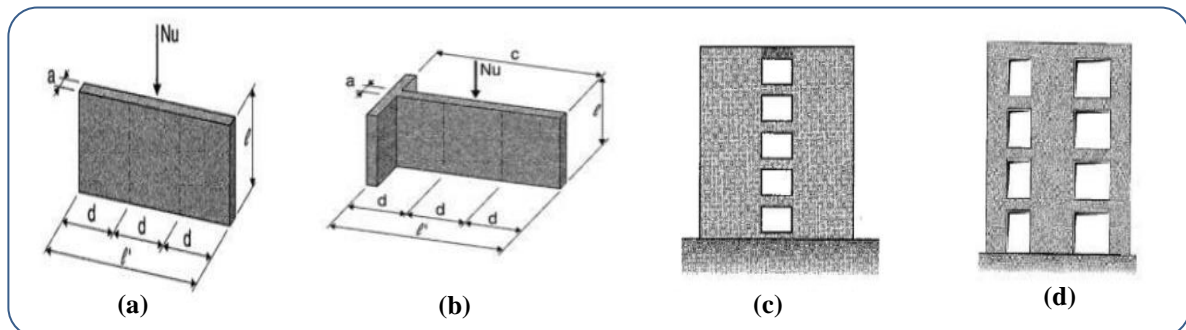


Figure.II.5 Différent type des voiles. (a) voile pleine sans raidisseur, (b) voile avec raidisseur, (c) voile avec une seule file d'ouverture, (d) voile avec plusieurs files d'ouvertures

II.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

II.2.4.1 Méthode de calcul :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on peut utiliser la méthode suivante :

Tout d'abord, il est nécessaire de calculer les charges appliquées sur les poteaux. Cela inclut les charges permanentes telles que le poids propre de la structure, les charges des planchers, des murs, etc., ainsi que les charges variables telles que les charges d'exploitation, les charges de vent, etc. Pour un bâtiment de plus de cinq étages, l'évaluation des charges d'exploitation peut être effectuée en utilisant la loi de dégressivité, qui prend en compte la diminution des charges par étage supérieur. Ensuite, on identifie le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui est soumis aux charges les plus élevées. Ce poteau est généralement situé à l'endroit où les charges sont maximales, comme à l'intersection de plusieurs poutres ou à proximité des extrémités des poutres principales. À l'aide des charges calculées, on détermine la section transversale requise du poteau pour résister à la compression centrée. Cette section transversale doit respecter trois conditions : la condition de résistance, qui garantit que la section transversale est suffisamment grande pour supporter les charges axiales sans défaillance en compression ; les conditions de stabilité, qui assurent que la section transversale est conçue de manière à empêcher le flambement et le renversement du poteau ; et les conditions imposées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), qui spécifie des exigences spécifiques en termes de dimensionnement des poteaux pour garantir la sécurité parasismique de la structure. Une fois la section transversale du poteau le plus sollicité déterminée, cette section peut être généralisée pour les autres poteaux du même niveau, en supposant des conditions de charge et de sollicitation similaires. Il est cependant important de vérifier que cette section transversale convient à tous les poteaux du niveau en question. En suivant cette méthode de calcul, il est possible de pré-dimensionner efficacement les poteaux pour garantir leur résistance, leur stabilité et leur conformité aux exigences parasismiques spécifiées par le RPA 99. Il est recommandé de faire appel à un ingénieur en génie civil ou en structure pour réaliser ces calculs et assurer une conception structurelle appropriée.

a- Condition de résistance:

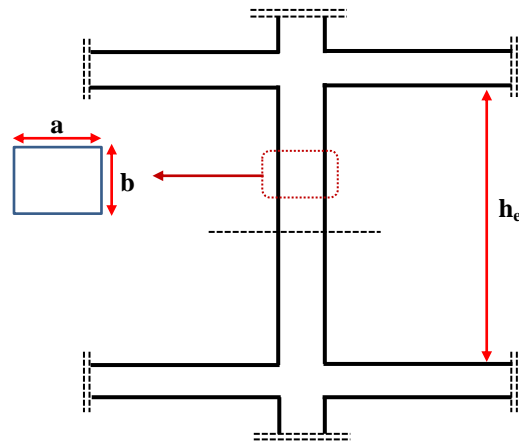


Figure II.6 Dimension des poteaux

La dimension de la section carrée des poteaux dépend généralement de divers facteurs, notamment les charges appliquées sur le poteau, les contraintes de stabilité, les exigences de résistance et les normes de construction applicables.

On prend comme section des poteaux une section carrée de :

Tableau II.1 La section réduite du béton.

Etage	RDC	1 ^{er} à 3 ^{eme} Etage	4 ^{mem} à 6 ^{eme} Etage	7 ^{mem} à 9 ^{eme} Etage
Section (a x b)	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35

Vérification de la section de poteau :

a- Détermination de « a »

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\gamma \leq 35$.

$$\gamma = \frac{L_f}{i} < 35$$

$$\gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 * L_0}{i}$$

Avec

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a * b \quad \text{et} \quad I = (b * a^3) / 12$$

- Poteau 35x35 :

$$I = \frac{35 * 35^3}{12} = 125052 \text{ cm}^4$$

$$B = a * b = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{12052}{12250}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{0.7 * 306}{10.10} = 21.20 < 35$$

$L = 0.7 * L_0$ (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation).

$$L_0 = 2.85 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{b * a^3}{12 a * b}} = \sqrt{\frac{a^3}{12 a}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289 * a \rightarrow a = \frac{L_f}{\gamma} = \frac{0.7 * L_0}{0.289 * 50}$$

b- Détermination « **b** »

Selon les règles de **B.A.E.L 91**, Soit N_u l'effort normal

Appliqué sur le poteau, détermine comme suit:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r [cm^2] : réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec:

$$B_r = (b - 2) (h - 2) \text{ cm}^2.$$

A [cm^2] : section d'armatures à mettre en place.

f_{c28} [MPa] : Contrainte caractéristique à la Compression. $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_e E400 [MPa]: Limité d'élasticité $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_b = 1.5$ (cas général)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_s = 1.15$ (cas général)

Pour toutes les armatures participant à la résistance du poteau, on prend $\gamma \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{25}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.7$$

On prend le pourcentage d'armature:

$$\frac{A}{B_r} = 0.8\% \rightarrow A = 0.008 B_r \% \rightarrow A = 0.008 B_r \text{ (RPA99 Version 2003).}$$

La formule devient :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.01 f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Après application numérique on obtient :

$$B_r \geq \frac{N_u [MN]}{\alpha \left[\frac{25 [MPa]}{0.9 * 1.5} + \frac{0.01 * 400 [MPa]}{1.15} \right]}$$

On aura donc : $B_r [cm^2] \geq 0.064 * 10^4 N_u$

Avec :

$N_u = \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau plus sollicité.

Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone IIa):

b_1, h_1 et h_e les dimension du poteau

$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$

$\frac{1}{4} b_1 / h_1 > 4$. Toutes ces conditions sont vérifiées.

II.2.4.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité :

- Surfaces afférents des poteaux :

La Surface afférent de poteau le plus sollicité:

$$S_{aff} = \left(\frac{L_{X1}}{2} + \frac{L_{X2}}{2} \right) * \left(\frac{L_{Y1}}{2} + \frac{L_{Y2}}{2} \right)$$

$$S_{aff} = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{3.4}{2} \right) * \left(\frac{3.2}{2} + \frac{4}{2} \right)$$

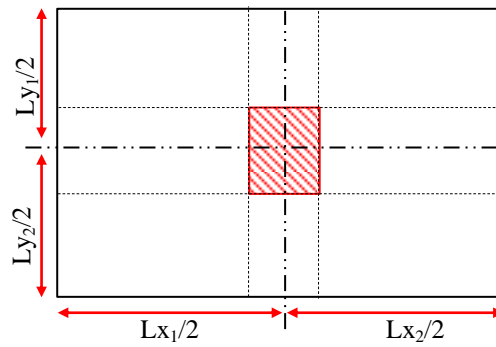


Figure II.7 La surface afférente de poteau

Tableau II.2 Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q [kN]
Sous terrasse	Q0	1.00
Sous 9ème étage	Q0 + Q1	2.5
Sous 8ème étage	Q0 + 0,95(Q1 + Q2)	3.85
Sous 7ème étage	Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)	5.05
Sous 6ème étage	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	6.10
Sous 5ème étage	Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	7.00
Sous 4ème étage	Q0 + 0,75(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 +Q5 + Q6)	7.75
Sous 3ème étage	Q0 + 0,71(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7)	8.45
Sous 2ème étage	Q0 + 0,687(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7+Q8)	9.28
Sous 1er étage	Q0 + 0,66(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +.....+Q9)	10.00
Sous le RDC	Q0 + 0,65(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +.....+QRDC)	13.25

ELU; Nu=1.35G+1.5Q

S_{aff}=16.02 m²

ELS; Nu=G+Q

Tableau II.3 Estimation des sections droites.

Niveaux	G _{cumulée} (KN/cm ²)	Q _{cumulée} (KN/cm ²)	1,1Nu		Br(m ²) (b-2) (h-2)	B _r ≥ 0.064 Nu cm ²	B cm ²
			ELU	ELS			
Sous terrasse	4389	1.00	6519	4829	//	//	//
9 ^{ème}	8181	2.50	12153	9003	//	//	35 * 35
8 ^{ème}	13176	3.85	19572	14497	//	//	35 * 35
7 ^{ème}	17570	5.05	26099	19333	784	1518	35 * 35
6 ^{ème}	21965	6.10	32628	24168	//	//	40 * 40
5 ^{ème}	26359	7.00	39155	29003	//	//	40 * 40
4 ^{ème}	30754	7.75	45682	33838	1089	2658	40 * 40

3 ^{ème}	35148	8.45	52209	38672	//	//	45 * 45
2 ^{ème}	39543	9.28	58737	43508	//	//	45 * 45
1 ^{er}	43937	10.00	65263	48342	1849	3797	45 * 45
RDC	48331	13.25	65267	48344	2304	3797	50 * 50

II.3 Évaluation des charges et surcharges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1 Plancher à corps creux :

Matériaux	G(t/m ²)
Protection de gravillon	0.06
Etanchéité multicouche	0.012
Forme de pente	0.22
Isolation thermique en liège	0.016
Par vapeur (0.8) + couche de bitume (0.2)	0.01
Planche (20+4)	0.029
Enduit au mortier de ciment	0.037

$G = 0.645 \text{ t/m}^2$ $Q = 0.100 \text{ t/m}^2$.

II.3.2 Planché étage courant :

II.3.2.1 Planché à corps creux:

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier à pose	0.06
Couche de sable	0.03
Plancher (16+4)	0.29
Enduit sous plafond	0.036
Cloison légère	0.075

$$G = 0.535 \text{ t/m}^2 \quad Q = 0.150 \text{ t/m}^2$$

II.3.3 Escalier :

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm} ; e = 17 \text{ cm}$$

II.3.3.1 Volée d'escalier :

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier à pose	0.04
Poids propre de la paillasse	0.498
Poids propre des marches	0.186
Garde-corps	0.04

$$G = 0.808 \text{ t/m}^2 \quad Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

II.3.3.2 Palier de repos :

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier à pose	0.04
Dalle en béton armé (14cm)	0.35

$$G = 0.459 \text{ t/m}^2 \quad Q = 0.250 \text{ t/m}^2.$$

II.3.4 Maçonnerie :

II.3.4 .1 Mur extérieur (double cloison) :

Matériaux	G(t/m ²)
Parois en brique creuse (30cm)	0.260
Enduit	0.01/cm

II.3.4 .2 Mur intérieur :

Matériaux	G(t/m ²)
Parois en brique creuse (30cm)	0.09
Enduit	0.01/cm

Évaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

$$E_p = 10 \text{ cm} = 0.164 \text{ t/m}^2.$$

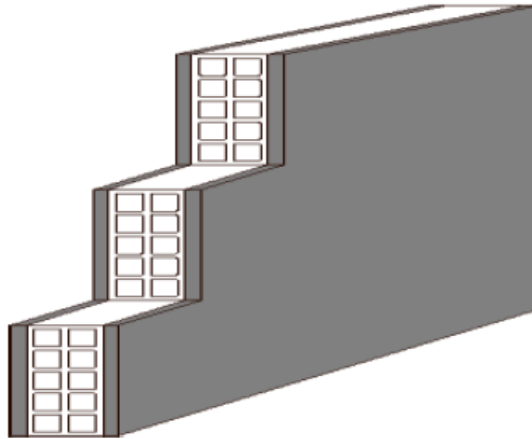


Figure II.8 Mur intérieur

La charge permanente (niveau RDC et étage courant))

$$G = 0.164 \times (3.1 - 0.40) = 0.443 \text{ t/m}$$

II.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé l'importance cruciale du pré-dimensionnement des éléments de la structure pour assurer sa stabilité et sa résistance aux différentes sollicitations, tant verticales qu'horizontales. Nous avons souligné l'importance de se conformer aux recommandations du règlement parasismique en vigueur, tel que le RPA 99-version 2003, pour garantir une conception conforme et une performance sismique adéquate.

La dimension des poteaux, poutres, voiles et autres composants de la structure doit être réalisée avec précision pour résister aux charges permanentes et d'exploitation, ainsi qu'aux forces horizontales induites par le vent et le séisme. Les fondations doivent également être conçues pour supporter ces charges et transférer efficacement les forces au sol.

En suivant ces directives, les ingénieurs et concepteurs peuvent s'assurer que la structure sera capable de supporter les charges prévues et de maintenir sa stabilité, même face à des événements sismiques et climatiques extrêmes. En résumé, le pré-dimensionnement conforme aux normes parasismiques est une étape essentielle dans la conception d'ouvrages sûrs et durables.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans cette section, nous examinons différents éléments de la structure des bâtiments, distinguant entre les éléments principaux et secondaires. Les premiers sont directement liés aux contreventements, tandis que les seconds ne contribuent pas directement à cette fonction.

Nous étudions plus particulièrement les escaliers, les planchers, les acrotères et les balcons, en analysant leur comportement indépendamment de l'action sismique. Leur conception et calcul sont effectués conformément à la réglementation BAEL99, tout en respectant les normes parasismiques algériennes RPA99/2003.

III.2 Acrotère :

L'acrotère désigne une élévation de maçonnerie située à l'extrémité d'un toit plat ou d'une terrasse, servant généralement à masquer les installations techniques ou à assurer une barrière de protection. En plus de son aspect esthétique, l'acrotère peut jouer un rôle structurel en fournissant un contreventement supplémentaire ou en supportant des équipements tels que des systèmes de sécurité ou de climatisation.

Dans le contexte de la construction et de l'ingénierie des structures, l'acrotère est souvent pris en compte dans la conception parasismique des bâtiments, car il peut contribuer à renforcer la stabilité de la structure en cas de secousse sismique. Son dimensionnement et sa résistance sont donc essentiels pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ensemble du bâtiment. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU, et vérifié à l'ELS.

III.2.1 Dimensions et modélisation de l'acrotère :

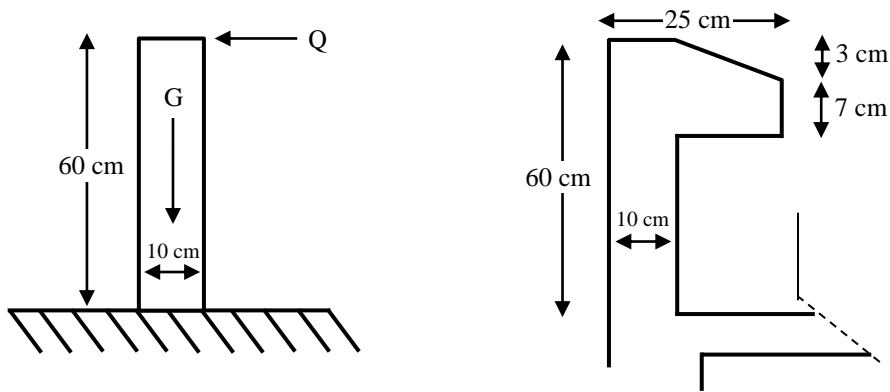


Figure III.1 Schéma statique d'un acrotère

III.2.2 Détermination des sollicitations

La détermination des sollicitations fait référence au processus d'identification et de calcul des forces, des moments, des déformations et d'autres effets agissant sur les éléments d'une structure. Cette étape est cruciale dans la conception et l'analyse des structures, car elle permet de s'assurer que les matériaux utilisés sont adéquats et que la structure peut résister aux charges qui lui sont imposées, qu'elles soient permanentes (comme le poids propre de la structure) ou variables (comme les charges dues au vent, à la neige, aux séismes, etc.).

a- Charge Permanente :

$$\text{Surface} = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1)/2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = S \times 2,5 = 0,069 \times 2,5 = 0,1725 \text{ t/ml}$$

Enduit de ciment $e=1.4 \text{ cm}$

$$(0.014 \times 0.6 \times 1.2) \times 2 = 0.02 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,1925 \text{ t/ml}$$

b- Charge d'exploitation :

Due à la main courante d'une personne

$$Q = 0,1 \text{ t/ml}$$

c- La force F_p due au séisme :

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

A : coefficient d'accélération de la zone $A=0.15$

C_p : facteur de force horizontale $C_p=0.8$

$$W_p=0.1925\text{t/ml}$$

$$F_p=4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.1925=0.0924\text{t}$$

$$F_p=0.0924 \text{ t} < Q = 0.1\text{t} \text{ vérifiée}$$

d- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 0,1 \text{ t}$$

e- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$MQ = T \times h = 0.1 \times 0.6 = 0.06 \text{ t.m}$$

f- Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,1925 = 0.259 \text{ t}$$

$$M_u = 1,5 \times MQ = 1,5 \times 0.06 = 0.09 \text{ t.m}$$

g- Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 0.1925 \text{ t}$$

$$M_s = 0.1 \times 0,6 = 0.06 \text{ t.m}$$

h- Calcul de l'excentricité :

- État limite ultime (ELU)

$$e_0 = M_u / N_u = 0.09 / 0.259 = 0,347 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,347 \text{ m} > h/2 = 0,1/2 = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > h/2$, Donc la section est comprimée, car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

- État limite de service (ELS)

$$e_0 = M_s / N_s = 0.06 / 0.1925 = 0,231 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,231 \text{ m} > h/2 = 0,1/2 = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > h/2$ Alors la section est comprimée.

III.2.3 Le ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est une étape importante dans la conception et la construction de la structure. L'acrotère, en tant qu'élément architectural et structurel situé à l'extrémité d'un toit plat ou d'une terrasse, nécessite un renforcement approprié pour assurer sa résistance aux charges verticales et horizontales, ainsi que sa stabilité en cas de contraintes sismiques. Le ferrailage de l'acrotère implique l'installation de barres d'acier (armatures) dans le béton de l'acrotère, afin de renforcer sa capacité à supporter les charges et à résister aux contraintes. Les dimensions, la disposition et la quantité des barres d'acier sont déterminées en fonction des exigences de conception, des charges appliquées et des normes de construction applicables. Typiquement, le ferrailage de l'acrotère comprend des barres d'acier disposées horizontalement et verticalement, formant un treillis qui renforce la structure dans les deux directions. Les barres d'acier sont fixées à l'aide de connecteurs appropriés, tels que des étriers, des attaches ou des crochets, pour assurer leur positionnement correct et leur liaison efficace avec le béton. En outre, des considérations spécifiques doivent être prises en compte lors du ferrailage de l'acrotère pour assurer sa résistance aux contraintes sismiques. Cela peut inclure l'utilisation de barres d'acier de haute résistance, un espacement et un diamètre appropriés des armatures, ainsi que des détails de connexion robustes pour garantir l'intégrité structurale de l'acrotère lors d'un tremblement de terre.

- **Calcul à l'ELU :**

Pour calculer à l'État Limite Ultime (ELU) une section rectangulaire soumise à la flexion composée, nous devons d'abord déterminer le moment fictif (M_f) par rapport au centre de gravité des armatures tendues. Ce moment fictif est utilisé dans le calcul de la flexion simple de la section, avant de considérer la flexion composée.

Le moment fictif (M_f) est donné par la formule suivante :

Étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit : $b=100$ cm et $d=8$ cm, fissuration préjudiciable ;

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.09 + 0.259 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.0977 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.0977 \cdot 10^{-7}}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14,2} = 0.0107 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.01299$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0,0795 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \sigma_s} = \frac{0.0977 \times 10^{-7}}{79.5 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 35 - \left(\frac{0.259 \times 10^4}{348} \right) = 27.44 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 0.27 \text{ cm}^2$$

III.2.4 Condition de non fragilité :

La condition de non-fragilité est une exigence fondamentale dans la conception des structures, visant à assurer leur résistance et leur durabilité face aux charges appliquées. Elle stipule que la structure doit être conçue de manière à éviter toute rupture ou défaillance catastrophique, même en cas de surcharge ou d'événements extrêmes tels que les séismes.

Pour s'assurer de la non-fragilité d'une structure, plusieurs aspects doivent être pris en considération :

- **Conception appropriée :** La structure doit être conçue de manière à résister aux charges prévues et aux conditions environnementales attendues, en utilisant des matériaux appropriés et en respectant les normes de conception et de construction.
- **Calculs précis :** Les calculs de dimensionnement et de renforcement des éléments de la structure doivent être effectués avec précision, en prenant en compte toutes les charges et les sollicitations auxquelles elle est soumise, y compris les charges permanentes, d'exploitation et sismiques.
- **Choix des matériaux :** Les matériaux utilisés dans la construction doivent présenter des caractéristiques de résistance et de durabilité adéquates, en fonction des exigences de la structure et de son environnement d'utilisation.

- **Contrôle de la qualité :** Un contrôle qualité rigoureux doit être mis en place tout au long du processus de construction, pour garantir que les matériaux sont conformes aux spécifications et que les travaux sont exécutés correctement.
- **Maintenance et surveillance :** Une fois la structure achevée, il est essentiel de mettre en place un programme de maintenance et de surveillance régulier pour détecter toute dégradation ou défaillance potentielle, et prendre les mesures correctives appropriées.

$$A_{min} = 0.23 \times (b \times d) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times (1000 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On trouve $A_{min} \geq A_s$ $A_s = A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$

III.2.5 Vérification à l'État de service (ELS) :

La vérification à l'État de Service (ELS) est une étape cruciale dans la conception des structures, visant à s'assurer que la structure est capable de fonctionner de manière sécuritaire et efficace dans des conditions normales d'utilisation, sans dépasser les limites de déformation permises.

Pour effectuer la vérification à l'État de Service (ELS), plusieurs aspects doivent être pris en compte, notamment :

- **Déformations :** Les déformations de la structure sous les charges d'exploitation doivent être vérifiées pour s'assurer qu'elles restent dans les limites acceptables, afin de garantir le confort des occupants et le bon fonctionnement des éléments de la structure.
- **Flèches :** Les flèches des éléments structuraux, telles que les poutres et les dalles, doivent être calculées et vérifiées pour s'assurer qu'elles ne dépassent pas les valeurs spécifiées dans les normes et les réglementations applicables.
- **Vibrations :** Les vibrations de la structure doivent être évaluées pour s'assurer qu'elles restent dans des limites acceptables, évitant ainsi tout inconfort pour les occupants et tout dommage potentiel aux équipements sensibles.
- **Contraintes :** Les contraintes dans les matériaux de la structure doivent être analysées pour garantir qu'elles restent en dessous des valeurs critiques, afin d'éviter toute défaillance prématurée due à la fatigue ou à la rupture.
- **Stabilité :** La stabilité globale de la structure doit être évaluée pour s'assurer qu'elle reste stable et capable de résister aux charges et aux conditions environnementales auxquelles elle est soumise.

$$M_{ser} = M_{ser} G + N_{ser} (d - h/2)$$

$$M_{ser} = 0.06 \times 10^4 + 0.1925 \times 10^4 \times (0.08 - 0.1/2) = 0.0657 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{2} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{c28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{\sigma_{bc} \times n}{(\sigma_{bc} \times n) + \sigma_s} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 201.63} \times 8 = 4.2 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0.5 = 27.94 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} < M_1 \text{ et } A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{0.0657 \times 10^{-7}}{66 \times 201.63} = 0.5 \text{ cm}^2$$

III.2.6 Choix d'armature longitudinale :

$$A_s = \max (A_{ser}, A_{min}, A_u) = 0.966 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature longitudinale doit satisfaire la condition

$$A \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8, $A = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.7 Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA6 = 1.13 cm²

III.2.8 Espacement :

- $S_t > \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 13.77 \text{ cm}$
- On prend $s_t = 25 \text{ cm}$

III.2.9 Vérification de l'effort tranchant :

- $\hat{C}_u = T / b \times d = 0.1 \times 10^4 / 1000 \times 80 = 0.0125 \text{ MPa}$
- $\hat{C}_{adm} = 0.15 \times (f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

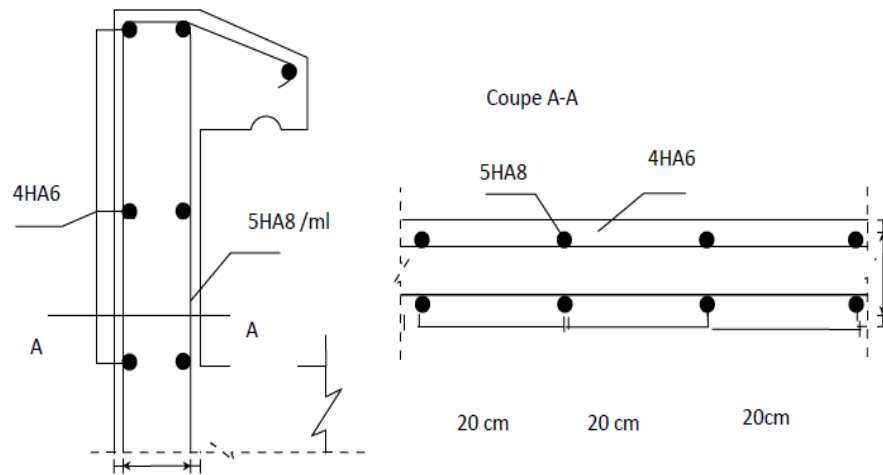


Figure III.2 Ferrailage de l'acrotère

III.3 Étude des escaliers :

L'escalier, dans son essence, se présente comme une composante essentielle de l'architecture, offrant une voie fluide pour la transition entre différents niveaux d'un bâtiment. Constitué d'une séquence ordonnée de marches, il incarne à la fois une fonction utilitaire et esthétique. Cette structure, conçue avec une attention particulière à la sécurité et à l'ergonomie, est généralement intégrée harmonieusement dans l'environnement architectural, contribuant ainsi à l'esthétique globale du lieu.

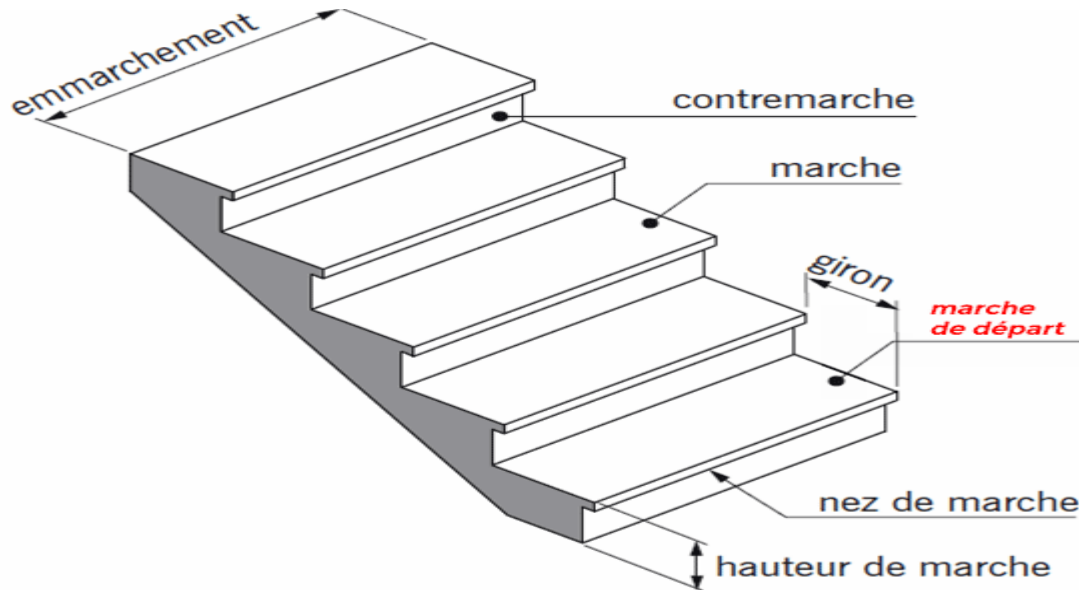


Figure III.3 Escaliers.

Notre structure comprend un seul type d'escaliers (traditionnel) en béton armé à deux volées pour RDC et étage courante :

III.3.1 Pré-dimensionnement :

- Hauteur : $H=3.10$ m.
- Largeur 2m
- Giron : $g = 30$ cm.
- Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL. On a: $59 < (2h+g) < 66$
- Alors : $14,5 < h < 18$.
- h : varié entre 14 cm et 18 cm. g : varié entre 22 cm et 33 cm.
- $N_c = H/h = 310 / 17 = 18.23$
- N_c : nombre des contres marche.
- H : hauteur d' étage.
- h : hauteur de la contre marche.
- On aura 18 contre marche entre chaque étage (les 4 premiers contre marche de chaque étage $h=18$ cm).

III.3.2 Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = H'/L'$$

$$H' = N_c \times h = 9 \times 17 + 2 = 155 \text{ cm}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g = 240 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = 155/240 = 0.645 \quad \alpha = 32.82^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = H'/\sin \alpha = 155/0.542 = 286 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 286 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } L/30 \leq e \leq L/20$$

On adopte $e = 14 \text{ cm}$.

III.3.3 Évaluation des charges :**III.3.3.1 Volée d'escalier**

$$G = 0.722 \times 2 = 1.444 \text{ t/m}$$

$$Q = 0.250 \times 2 = 0.5 \text{ t/m}$$

III.3.3.2 Palier de repos

$$G = 0.528 \times 2 = 1.056 \text{ t/m}$$

$$Q = 0.250 \times 2 = 0.5 \text{ t/m}$$

Tableau III.1 Combinaisons d'action sur escalier.

	G (t/m)	Q (t/m)	ELU (t/m)	ELS (t/m)
Volée	1.444	0.5	2.7	1.944
Palier de repos	1.056	2.18	2.18	1.556

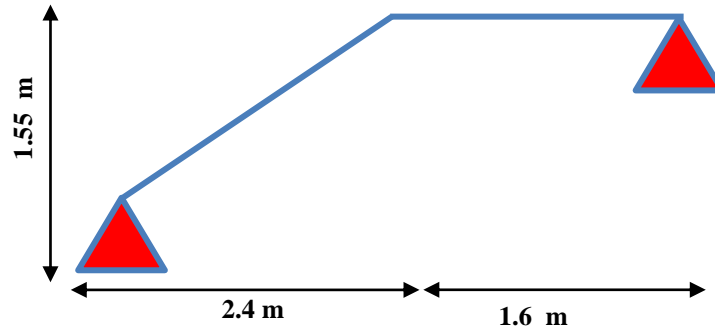


Figure III.4 Schéma d'escalier

III.3.4 Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \Sigma q_{ii} / \Sigma l_i$$

$$q_{eu} = [(2.7 \times 2.4) + (2.18 \times 1.6)] / [(2.4 + 1.6)] = 2.49 \text{ t}$$

$$q_{es} = [(1.944 \times 2.4) + (1.556 \times 1.6)] / [(2.4 + 1.6)] = 1.79 \text{ t}$$

III.3.5 Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$M_{\max} = qe \times (l^2 / 8) \text{ et } T_{\max} = qe \times (l / 2)$$

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux.

Donc, on a :

$$M_a = (0.2) M_0 ; M_0 = M_{\max} ; M_t = (0.85) M_0$$

Tableau III.2 Moments ultimes et service

	M_{\max} (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	T_{\max} (t)
ELU	4.99	4.2	1.0	4.99
ELS	3.6	3.04	0.76	3.6

III.3.6 Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul des armatures se fera seulement à l'état limite ultime.

a- Ferrailage longitudinal :

$b = 1000 \text{ mm}$; $d = 126 \text{ mm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

▪ Sur appui :

Moment sur appui : $M_a = 0.996 \text{ t.m}$

$$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bu}) = (0.996 \times 107) / (1000 \times 126^2 \times 14.17) = 0.044$$

$0.042 < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.99$$

$$A_u = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 0.996 \times 107 / (0.98 \times 126 \times 348) = 2.33 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = (0.23 \times 1000 \times 126 \times 2.1) / 400 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.31 ; 1.52) \quad A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA10 = 3.93 cm^2

▪ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3.93 / 4 = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA8 soit $2.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ Calcul espacement :

$$s_t > \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 11.3 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$

▪ Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

$$\hat{C}_u = T/b.d. = 4.98 \times 10^4 / 1000 \times 126 = 0.395 \text{ MPa}$$

$$\hat{C}_{adm} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

▪ **En travée :**

μ	α	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	S_t (cm)	\hat{C}_u	$\alpha\mu$
0.19	0.25	0.9	10.8	1.53	10HA12=11.3	6HA8=3.02	10	0.4	0.44

$\alpha_u < 0.45$ la vérification a ELS n'est pas nécessaire (appuis et travée)

▪ **Schéma de ferrailage :**

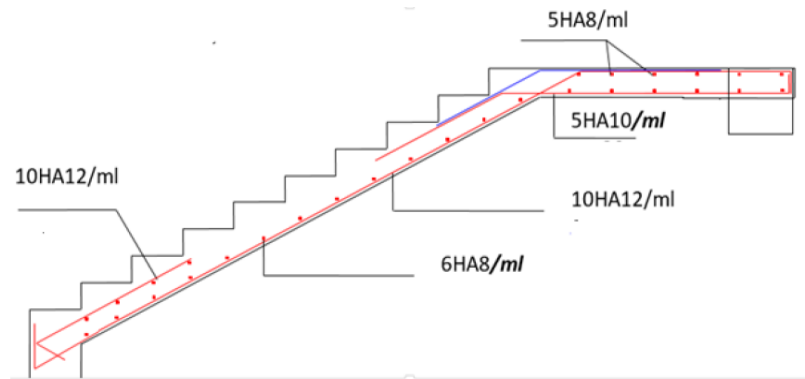


Figure III.5 Schéma de ferrailage d'escalier

III.4 Etude des planchers :

Les planchers à corps creux sont des structures essentielles dans notre projet, remplissant deux fonctions cruciales. Tout d'abord, ils assurent une résistance mécanique en supportant leur propre poids ainsi que les charges supplémentaires. Ensuite, ils jouent un rôle crucial dans l'isolation thermique et acoustique de l'espace. Ces planchers se composent de poutrelles porteuses dont les dimensions sont précisément calculées, associées à des éléments de remplissage creux, le tout recouvert d'une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm.

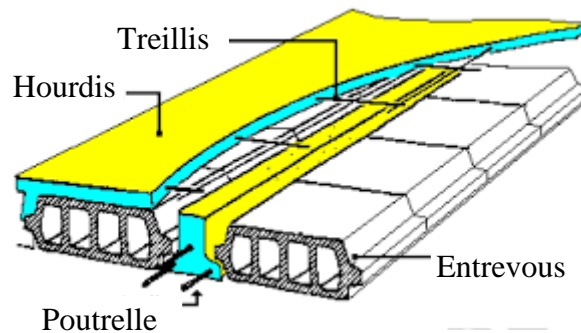


Figure III.6 Plancher en corps creux.

III.4.1 Pré-dimensionnement des poutrelles

Le pré-dimensionnement des poutrelles continues hyperstatiques en section T pour les planchers peut être effectué selon la méthode forfaitaire. Cette méthode est souvent utilisée pour les planchers soumis à des charges d'exploitation modérées:

- 1- Calcul du rapport α : Le premier pas consiste à déterminer le rapport des charges d'exploitation (Q_b) à la somme des charges permanentes ($Q_b + G$). Ce rapport, noté α , permet d'évaluer la proportion des charges variables par rapport aux charges fixes. Il est calculé comme suit :

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

Dans cette formule, Q_b représente les charges d'exploitation (charges variables), et G représente les charges permanentes (charges fixes).

- 2- Calcul de M_0 : Déterminez la valeur maximale du moment isostatique fléchissant dans la travée, noté M_0 . Ce moment est égal à :

$$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$$

Où P est la charge uniformément répartie sur la travée, et l est la portée de la travée.

- 3- Calcul de M_t , M_w et M_e : Calculez le moment de portée maximale (M_t) en tenant compte de la portée. Les valeurs absolues des moments gauches (M_w) et droits (M_e) sont supportées dans la plage considérée. Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + M_w + M_e \geq \max(1.05M_0) (1+0.3\alpha)M_0$$

- Pour une travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0$
- Pour une travée de rive : $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0$

De plus, la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

n pratique, calculez le moment isostatique équivalent M_0 pour chaque travée, déterminé pour chaque console en fonction du coefficient appliqué à sa position (0.4, 0.5, 0.6). Ensuite, multipliez le moment sur la console par ce facteur, et retenez le plus grand des deux moments M_0 en travée autour de cet appui. Enfin, calculez le moment de travée M_t en appliquant les conditions mentionnées ci-dessus.

III.4.2 Évaluations des charges et surcharges du corps creux

L'évaluation des charges et surcharges du corps creux dans le cadre du prédimensionnement des poutrelles nécessite une analyse approfondie des différentes charges qui seront supportées par la structure. Voici les principaux aspects à considérer :

- 1- Charges permanentes : Ce sont les charges qui sont constantes et permanentes sur la structure. Elles comprennent le poids propre des matériaux de construction, des équipements fixes, et tout autre élément permanent de la structure. Ces charges sont généralement bien définies et peuvent être estimées à partir des spécifications des matériaux utilisés.
- 2- Charges d'exploitation : Ce sont les charges variables qui résultent de l'utilisation normale de l'espace, telles que le mobilier, les équipements mobiles, les personnes, etc. Ces charges peuvent varier en fonction de l'usage prévu de l'espace et doivent être prises en compte pour assurer que la structure peut les supporter en toute sécurité.
- 3- Charges de surcharge : En plus des charges permanentes et d'exploitation, il est souvent nécessaire de prévoir des surcharges pour tenir compte d'événements exceptionnels ou de conditions imprévues. Cela peut inclure des charges temporaires telles que des travaux de construction, des équipements temporaires, des charges de neige ou des charges sismiques, selon les exigences du code du bâtiment local.

Les calculs se font suite les dimensions suivantes :+

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9.h = 18 \text{ cm}$$

$$g = 0.65 \times G$$

$$q = 0.65 \times Q$$

Tableau III.3 Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages

	G (t/m²)	Q (t/m²)	g (t/m²)	q(t/m²)	ELU (t/m²)	ELS (t/m²)
Terrasse	0.644	0.09	0.420	0.063	0.69	0.480
E.C et RDC	0.53	0.15	0.35	0.1	0.620	0.45

G (t/m²) représente les charges permanentes.

Q (t/m²) représente les charges d'exploitation.

g (t/m²) et q (t/m²) représentent les différentes composantes des charges permanentes et des charges d'exploitation respectivement.

ELU (t/m²) représente les charges pour les états limites ultimes.

ELS (t/m²) représente les charges pour les états limites de service.

III.4.3 Types des poutrelles

Il y'a plisseur types des poutrelle

- a- Poutrelles en I (ou IPN) : Ces poutrelles ont une forme en "I" et sont souvent utilisées comme éléments porteurs dans les structures. Elles offrent une bonne résistance à la flexion et sont adaptées pour supporter des charges importantes sur de longues portées.
- b- Poutrelles en HEB (ou HEA) : Ces poutrelles ont une forme en "H" et sont également utilisées comme éléments porteurs dans les structures. Elles sont particulièrement adaptées pour supporter des charges importantes dans des applications telles que les charpentes métalliques et les ponts.
- c- Poutrelles en U : Ces poutrelles ont une forme en "U" et sont souvent utilisées comme éléments porteurs dans les planchers et les toitures. Elles offrent une bonne résistance à la

flexion et sont adaptées pour supporter des charges uniformément réparties.

- d- Poutrelles en T : Ces poutrelles ont une forme en "T" et sont utilisées dans les planchers précontraints. Elles sont conçues pour supporter des charges importantes et offrent une bonne résistance à la flexion et au cisaillement.
- e- Poutrelles composites : Ce type de poutrelle est composé de matériaux différents, tels que le béton et l'acier, combinant ainsi les avantages de chaque matériau. Elles sont souvent utilisées dans les structures où une résistance élevée et une légèreté sont nécessaires.

Ces poutrelles sont disponibles dans différentes tailles et sections, ce qui permet de les adapter aux besoins spécifiques de chaque projet de construction. Il est important de choisir le type de poutrelle approprié en fonction des charges supportées, de la portée requise et des autres contraintes de conception.

Dans notre projet, on distingue 3 types des poutrelles

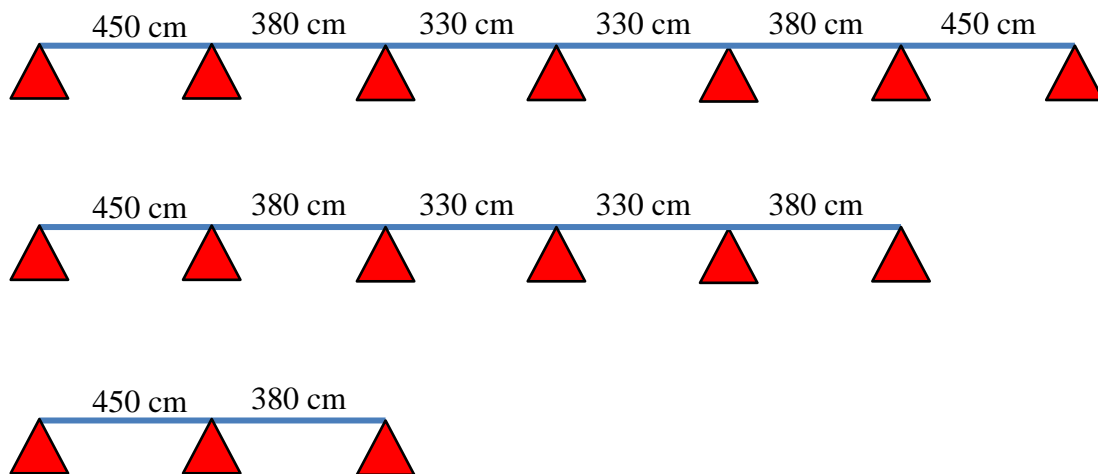


Figure III.6 Types des poutrelles

III.4.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire ont été vérifiées avec succès. Voici un résumé des vérifications effectuées :

- **Pour le plancher terrasse**

$$Q \leq \text{Max} (2G; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.00 \leq \max (2 \times 6.45; 5)$$

$$1.00 \leq \max(12.9 ; 5) \quad 1.00 < 12.9 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Pour le plancher étage courant et RDC**

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.50 \leq \max(2 \times 5.35 ; 5)$$

$$1.5 \leq \max(10.7 ; 5) \quad 1.5 < 10.7 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

▪ **Condition vérifiée**

$$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 420/380 \leq 1.25 \quad 0.8 \leq 1.10 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est peut préjudiciable Condition vérifiée

La méthode forfaitaire peut être employée étant donné que les quatre conditions sont satisfaites.

III.4.5 Ferrailage des poutrelles type 3 (RDC et Étage Courante)

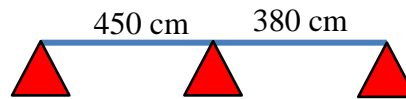


Figure III.7 Poutrelles

$$\alpha = \frac{0.098}{0.445} = 0.218$$

$$M_{01} = \frac{0.615 \times 4.5^2}{8} = 1.556 \text{ t.m}$$

$$M_{02} = \frac{0.615 \times 3.8^2}{8} = 1.110 \text{ t.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2 \times 0.3(0.218)}{2} \times 1.556 = 0.81 \text{ t.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 \times 0.3(0.218)}{2} \times 1.110 = 0.72 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 0.15 M_{01} = 0.233 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 0.15 M_{02} = 0.1665 \text{ t.m}$$

$$M_{a3} = 0.6 \text{Max} (1.556 ; 1.11) = 0.818 \text{ t.m}$$

Le condition

$$M_{ti} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M_{oi}; 1.05 M_{oi}]$$

$$M_{t1} \geq 0.93$$

$$M_{t2} \geq 0.69$$

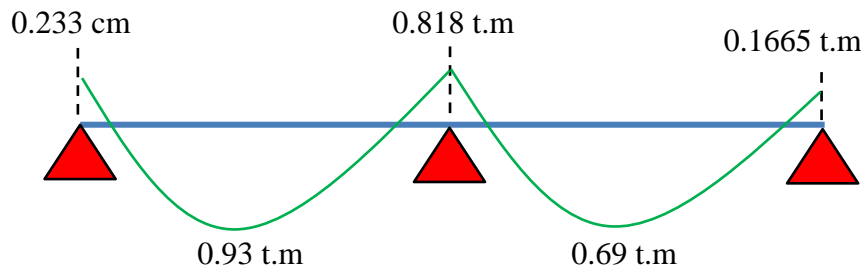


Figure III.8 Diagramme des moments au ELU de 3^{ème} Type des poutrelle

$c = 2 \text{ cm}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $F_{cb} = 14.2 \text{ MPa}$. ; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$. Concernant le troisième type de poutrelles (avec 3 appuis au niveau du plancher terrasse) :

ELU :

En travée : $M_{\text{max}} = M_t = 0,95 \text{ t.m}$.

Sur appui : $M_{\text{max}} = M_a = 0.838 \text{ t.m}$.

Le moment M_{tb} de la table est calculé comme suit :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times f_{cb} \times [d - (h_0/2)] = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times [0.18 - (0.04/2)] \approx 6 \text{ t.m}$$

▪ Comme $M_{tb} > M_t$, l'axe neutre coupe la table de compression. Le calcul est donc effectué sur une section rectangulaire ($b \times h$) avec une largeur constante égale à la largeur de la table de compression.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \sigma_b} ; \sigma_{bc} = 15.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 350 \text{ MPa} ;$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha ;$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \frac{b \times d}{x} \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; M_u = \frac{M}{b \times d \times \sigma_s}$$

Tableau III.4 Choix de ferrailage des poutrelles

Section	M(t.m)	b ₀ (cm)	d(cm)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix
Appuis	0.816	12	18	0.148	0.2	0 .925	1.41	0.26	2HA12=2.28 cm ²
Travées	0.93	65	18	0.030	0.04	0.99	1.5	1.41	3HA10=2.38 cm ²

III.4.6 Calcul de l'effort tranchant :▪ **Travée 1**

- Longueur de la travée (L) : 4.2 m
- Moment à mi-portée (M_w) : 0.204 t.m
- Moment aux extrémités (M_e) : 0.816 t.m
- Charge ultime par unité de surface (Q_U) : 0.677 t/m²

Effort tranchant ultime (V_u) :

$$V_u = Q_u \times \frac{L}{2} + M_e - M_w \times \frac{1}{L}$$

$$V_u = 0.677 \times \frac{4.2}{2} + 0.816 - 0.204 \times \frac{1}{4.2}$$

$$V_u = 0.677 \times 2.1 + 0.816 - 0.204 \times 0.238$$

$$V_u = 1.4217 \times +0.816 - 0.0485$$

$$V_u = 1.567 \text{ t}$$

▪ **Travée 2**

- Longueur (L) : 3.8 m
- Moment à la travée (M_w) : 0.816 t.m
- Moment à l'appui (M_e) : 0.1665 t.m
- Charge ultime par unité de surface (Q_U) : 0.677 t/m²
- Effort tranchant ultime (V_u) : V_u = 1.238 t V_U = 1.238 t

Tableau III.5 Effort tranchant

Travées	Effort tranchant ultime V _u
Travée 1	1.569t
Travée 2	1.12t

III.4.7 Vérification de l'effort tranchant

- Travée 1

Données :

- Effort tranchant ultime (V_u) : 1.567 t
- Largeur de la poutre (b_0) : 120 mm
- Hauteur utile (d) : 180 mm

Calcul de l'effort tranchant unitaire (T_u)

$$T_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$T_u = \frac{1.567 \times 1000}{120 \times 180}$$

$$T_u = \frac{1560}{21600}$$

$$T_u \approx 0.0725 \text{ MPa}$$

Limite de fissuration (T_{lim})

$$T_{lim} = \min(0.2 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$f_{c28} = 16.65 \text{ MPa}$$

$$0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 16.65 = 3.338 \text{ MPa}$$

Donc

$$T_{lim} = \min(3.338, 5) \text{ MPa}$$

Vérification de la conduction :

$$T_u < T_{lim}$$

$$0.0725 \text{ MPa} < T_u < 3.3348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

L'effort tranchant unitaire calculé ($T_u \approx 0.0725 \text{ MPa}$) est bien inférieur à la limite de fissuration ($T_{lim} = 3.33 \text{ MPa}$). La condition est donc vérifiée, ce qui signifie que la fissuration due à l'effort tranchant n'est pas préjudiciable pour la travée considérée.

III.4.8 Armatures transversales

Calcul du diamètre maximal des armatures d'âmes :

Pour déterminer le diamètre maximal des armatures d'âmes (\emptyset_t), on utilise les formules suivantes:

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{h_0}{10}, \emptyset_t\right)$$

Données :

- Hauteur totale (h) : 20 cm
- Hauteur utile (h_0) : 12 cm
- Diamètre longitudinal (\emptyset_l) : 12 mm

Calcule :

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right)$$

$$\frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.572 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.20 \text{ cm}$$

$$\emptyset_t = 1.2 \text{ cm}$$

Donc :

$$\emptyset_t = \min(0.572 \text{ cm}, 1.2 \text{ cm}, 1.2 \text{ cm})$$

$$\emptyset_t = 0.572 \text{ cm}$$

Choix du diamètre des armatures :

On prend $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$ pour simplifier la mise en œuvre.

Diamètre des cadres adoptés : $\emptyset 6 \text{ mm}$

$\emptyset 6 \text{ mm}$ Section transversale des armatures (A_t)

$$A_t = \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

$$A_t = \pi \left(\frac{6}{2}\right)^2$$

$$A_t = \pi(3)^2$$

$$A_t = \approx 28.27mm^2$$

$$A_t = \approx 2.827cm^2$$

Cependant, il semble qu'il y ait une erreur dans la conversion de la section transversale. Pour Ø6mm, la section transversale correcte est :

$$A_t = \approx 0.57cm^2$$

On adopte un cadre de Ø6 mm, avec une section transversale $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$ $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

III.4.9 Calcul de l'espacement

$$St \leq \min(0,9 d ; 42) = (18,42) \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5 \text{ cm}$.

III.4.10 Calcul de la longueur de recouvrement :

Acier en FeE400

$$L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}.$$

III.4.11 Schéma de ferrailage

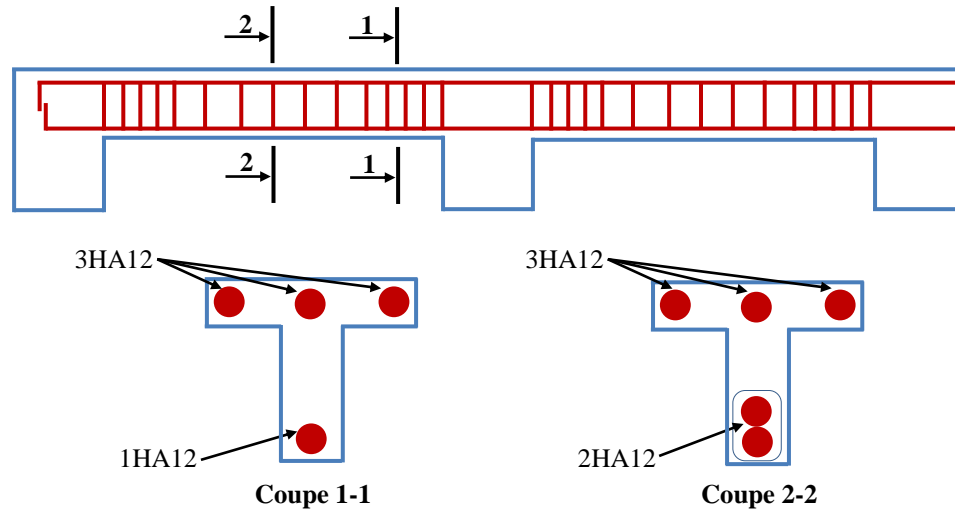


Figure III.9 Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.

III.5 Étude du balcon :

a- Calcul des balcons en béton armé :

Dans notre projet, on constate un seul type de balcon identique, Le balcon est constitué d'une dalle pleine qui s'appuie sur trois appuis :

b- Dimensions :

- Longueur L : 3,85 m
- Largeur l : 1,2 m
- Épaisseur h : 15 cm (0,15 m)
- Hauteur utile d : $0,9 \times 15 \text{ cm} = 13.5 \text{ cm}$ (0.135 m)

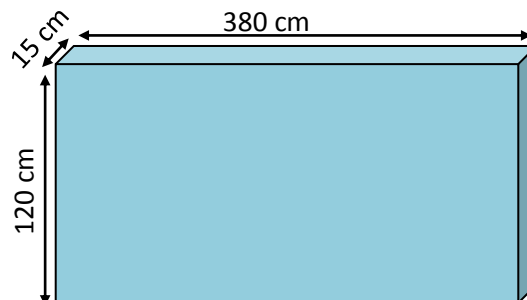


Figure III.10 Dimensionnements des balcons

c- Charges :

- Charge permanente $G : 595 \text{ kg/m}^2 (5,95 \text{ kN/m}^2)$
- Charge d'exploitation $Q : 350 \text{ kg/m}^2 (3,50 \text{ kN/m}^2)$

d- Calcul des charges :

Charge totale par m^2

$$w = G + Q = 5,95 \text{ kN/m}^2 + 3,50 \text{ kN/m}^2 = 9,45 \text{ kN/m}^2$$

Charge totale sur le balcon

$$W = w \times l = 9,45 \text{ kN/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 11,34 \text{ kN/m}$$

Calcul des moments de flexion Pour une dalle appuyée sur trois côtés, nous utilisons une approximation pour les moments de flexion. Si nous considérons une dalle simplement appuyée avec une longueur L et une charge uniforme, le moment de flexion maximal au milieu de la portée est donné par :

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

En substituant les valeurs :

$$M = \frac{9,45 \text{ kN/m}^2 \times (3,80)^2}{8} = \frac{9,45 \times 14,44}{8} = \frac{136,458}{8} = 17,057 \text{ kN.m}$$

- Dimensionnement des armatures

Section d'acier nécessaire La section d'acier nécessaire A_s peut être déterminée à partir du moment de flexion M . La relation est :

$$M = A_s \times d \times f_y$$

Pour f_y (résistance de l'acier), supposons $f_y = 500 \text{ MPa} (50 \text{ kN/cm}^2)$.

$$17,057 \text{ kN.m} = A_s \times 0,135 \text{ m} \times 500 \text{ kN/m}^2$$

- Réarrangeons pour A_s :

$$M = \frac{17,057 \text{ kN.m}}{0,135 \text{ m} \times 500 \text{ kN/m}^2} = \frac{17,057 \times 10^3 \text{ N.m}}{0,135 \times 500 \times 10^6 \text{ N/m}^2} = \frac{17,057 \times 10^3}{67,5 \times 10^6} \approx 253 \text{ N.m}$$

- Disposition des armatures :

Armatures principales :

Les barres principales doivent être disposées en bas de la dalle dans la direction de la longueur L (3,80 m).

Armatures de répartition :

Les barres de répartition doivent être disposées perpendiculairement aux barres principales dans la direction de la largeur l (1,2 m).

Vérification de la flèche :

La flèche doit être vérifiée pour s'assurer qu'elle reste dans les limites admissibles selon les normes locales (par exemple, $L/250$).

Vérification des contraintes

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_c = \frac{M}{b \times d^2}$$

En substituant :

$$\sigma_c = \frac{17.057 \text{ kN.m}}{1.2 \times (0.135)^2} = \frac{17.057 \times 10^3 \text{ N.m}}{1.2 \times 0.018225} \approx 780.08 \text{ kN/m}^2$$

Contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{17.057 \text{ kN.m}}{0.253 \times 0.135 \text{ m}} \approx 499.55 \text{ MPa}$$

e- Condition de Non-Fragilité :

La condition de non-fragilité vise à garantir que la dalle en béton armé ne se casse pas de manière fragile mais plutôt qu'elle montre des signes de déformation avant rupture, assurant ainsi une marge de sécurité. Cette condition est généralement satisfaite en vérifiant que la section d'acier utilisée est suffisante pour éviter une rupture fragile. Vérifications des conditions de non-fragilité
Pour assurer la condition de non-fragilité, il est nécessaire de vérifier les critères suivants : Ratio

d'armature minimale : La section d'acier doit être au moins égale à une section minimale qui empêche la rupture fragile.

f- Vérifications des conditions de non-fragilité :

Pour assurer la condition de non-fragilité, il est nécessaire de vérifier les critères suivants :

- **Ratio d'armature minimale :** La section d'acier doit être au moins égale à une section minimale qui empêche la rupture fragile.
- **Ductilité :** L'acier doit être capable de supporter des déformations importantes sans rupture soudaine.
- **Répartition adéquate des armatures :** Les armatures doivent être correctement placées pour éviter les points faibles.

Selon les normes courantes (Eurocode 2), le ratio d'armature minimale est donné par :

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_y} bd$$

Où :

f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton (environ 2,9 MPa pour le béton C25/30).

f_y est la limite d'élasticité de l'acier (500 MPa pour l'acier utilisé ici).

b est la largeur de la dalle (1,2 m).

d est la hauteur utile de la dalle (0,135 m).

g- Calculons $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{2.9}{500} \times 1.2 \times 0.135 = 0,00032945m^2 = 3,2945m^2$$

- Vérification de la section d'acier

Nous avons précédemment calculé la section d'acier nécessaire pour résister au moment de flexion maximal comme $A_s = 0,253cm^2$.

h- Comparaison et Conclusion

Le ratio d'armature calculé initialement (0,253 cm²) est inférieur à l'armature minimale requise (3,2945 cm²). Cela signifie que nous devons augmenter la quantité d'armature pour satisfaire la condition de non-fragilité.

Mise à jour du dimensionnement des armatures :

Nous devons utiliser au moins $A_{s,min} = 3,2945 \text{ cm}^2$ d'armature principale.

Disposition des armatures :

- Armatures principales : Disposées en bas de la dalle dans la direction de la longueur (3,80 m).
- Armatures de répartition : Disposées perpendiculairement aux barres principales dans la direction de la largeur (1,2 m).

Vérification des contraintes avec la nouvelle section d'acier.

La contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.26 \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,126 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \text{ 2,5 MPa. Condition vérifiée.}$$

Alors il n'y a pas de risque de cisaillement.

Conditions à Respecter :

Pour assurer la sécurité et la durabilité du balcon en béton armé, certaines conditions doivent être respectées, notamment en ce qui concerne les dimensions des armatures et leur espacement.

Diamètre Minimal des Barres :

- Diamètre minimal : En raison du risque de fissuration préjudiciable, il est nécessaire que le diamètre minimal des barres d'armature soit supérieur à 6 mm. Cette condition est vérifiée.

Espacement Minimal des Barres Longitudinales :

- Espacement minimal : En présence de charges concentrées, il est crucial que l'espacement des barres longitudinales respecte les conditions suivantes pour éviter les fissurations et assurer une répartition uniforme des efforts :

$$S \geq l_0/2$$

Où :

s : est l'espacement maximal des barres longitudinales.

l_0 : est la distance entre les appuis ou la longueur de l'ouverture considérée.

L'application de ces règles permet de garantir que les contraintes et les déformations sont correctement réparties et que la dalle reste sécuritaire et fonctionnelle tout au long de sa durée de vie.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

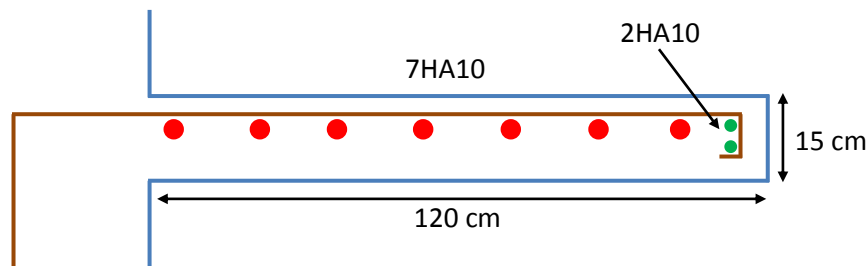


Figure III.11 Schéma de ferrailage du balcon

III.6 Etude Poutre palière :

- a- Armatures longitudinales :

Armature minimale

- BAEL91 $A_{min} = 0.23 \times f_t \times 28 f_{ex} \times b \times d$
- RPA99/2003 $A_{min} = 0,5\% \times B$ B : la section

Tableau III.6 Récapitulatif des moments max agissent sur les poutres palier

	En appui			En travée			\hat{C}_u
	M_u	M_s (KN.m)	M_{acc} (KN.m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	M_{acc}	
Terrasse	-21.23	-15.60	-25.86	7.11	5.33	7.8	0.25
EC+ RDC	-24.73	-17.83	-46.66	12.96	9.29	20.82	0.47

Tableau III.7 Choix d'armature poutres palier

Etages	Travée				Appui				Choix d'armatures	
	A expert (cm ²)	RPA	BAEL	Aadoptée (cm ²)	A expert (cm ²)	RPA	BAEL	A adoptée (cm ²)	Travée	Appui
Terrasse	1.3	6	1.3	1.3cm	1.8	6	1.3	1.3	3HA12	3HA12
EC+RDC	1.5	6	1.3	1.3	3.4	6	1.3	1.3	3HA12	3HA12

Remarque : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Vérifications selon le C.B.A 93 :

Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le R.P.A99/ 2003 :

$$AT = A\alpha + At = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$AT = 6,79 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Zone nodale :

$$A_{max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$AT = 6,79 \text{ cm}^2 < A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

b- La longueur de recouvrement minimale (l_r) :

La tour est implantée dans la zone II, la longueur de recouvrement sera donc égale à $40\emptyset$ (\emptyset étant le diamètre des barres) d'où : $r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$

c- Ferrailage Transversal.

Vérifications selon le BAEL99 Pour le dimensionnement des armatures transversales, il est crucial de vérifier les contraintes de cisaillement maximales τ_u pour chaque type de poutre et de les comparer à la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$.

Contrainte de Cisaillement Maximale (τ_u)

- Poutre terrasse : $\tau_u = 0.25\text{MPa}$
- Poutre étage courant + RDC : $\tau_u = 0.47\text{MPa}$

d- Contrainte de Cisaillement Admissible ($\bar{\tau}_u$) :

Pour les conditions où la fissuration est peu nuisible, la contrainte de cisaillement admissible est déterminée par la formule :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

En utilisant $f_{c28} = 25\text{MPa}$ (résistance caractéristique du béton à 28 jours) et $\gamma_b = 1.5$ (coefficient de sécurité pour le béton) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25\text{MPa}}{1.5}, 5\text{MPa}\right)$$

Calculons la première partie de l'équation :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33\text{MPa}$$

Comparons cela avec 5 MPa :

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$ est donc 3.33 MPa.

Vérification des Contraintes de Cisaillement.

- Poutre terrasse

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Poutre étage courant + RDC :

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

e- Armatures Transversales

Les armatures transversales doivent être disposées de manière à résister aux efforts tranchants tout en assurant la sécurité structurelle de la poutre. Les armatures transversales seront droites pour faciliter la mise en œuvre et améliorer la résistance au cisaillement. Les vérifications montrent que les contraintes de cisaillement maximales pour les poutres terrasse et les poutres étage courant + RDC sont bien inférieures à la contrainte de cisaillement admissible de 3.33 MPa. Par conséquent, il n'y a pas de risque de fissuration nuisible dû au cisaillement, et les armatures transversales droites peuvent être mises en place conformément aux normes BAEL99. Ces armatures doivent être dimensionnées et espacées de manière appropriée pour assurer une répartition uniforme des efforts tranchants et contribuer à la stabilité globale de la structure.

f- Espacement des cadres :

$$St = \min (15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 12 ; 40 \text{ cm}; 30 + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$St = \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$, la section choisie est acceptable si la condition au-dessous est vérifiée :

$$(A_t \times f_{eb}) / (b \times St) \geq \text{Max}[(\tau_u/2) , 0.4 \text{ MPa}]$$

$$1.786 > 0.4 \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérifications selon le RPA99/ 2003 :

- En zone nodale : $St \leq \min [12 \phi_l ; (h/4)] = \min (12 \times 1.2 ; 10) = 10$ soit $St = 12 \text{ cm}$.
- En zone courante : $St \leq (h/2) = 40/2 = 20 \text{ cm}$ on adopt $St = 20 \text{ cm}$

On doit vérifier la condition $A_t = 0,003 \times St \times b$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

A_t (adoptée) = $2.01\text{cm}^2 > A_t = 1.35\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

g- Longueur de la zone nodale(l) :

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

Notre choix ; $A_t=2.01$ soit 4HA8 (cadre + étrier)

st zone nodale 10 cm

st zone courant 20 cm

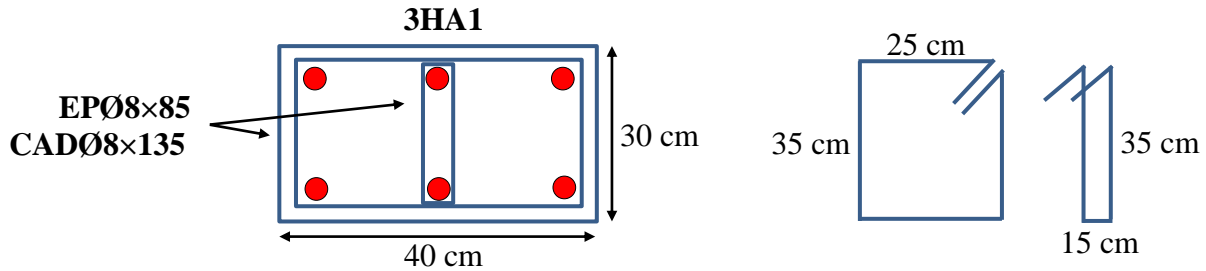


Figure III.12 Ferrailage poutre palière, en travée

III.7 Conclusion :

Dans cette chapitre, divers composants de la structure de la batterie ont été testés, en différenciant les éléments primaires des éléments secondaires. Les éléments primaires jouent un rôle direct dans la fonction principale, tandis que les éléments secondaires n'y contribuent pas.

Nous avons effectué des études sur les escaliers, les ponts, les acrobates et les balcons afin d'analyser notre comportement de manière indépendante du travail discipliné. La perception et les calculs ont été réalisés conformément à la norme BAEL99, tout en respectant les règles parasismiques des réglementations algériennes RPA99/2003.

Chapitre IV

Etude Sismique

IV.1 Introduction :

Dans les zones sismiques, la sécurité et l'efficacité économique des constructions reposent sur une étude sismique approfondie, conformément aux réglementations telles que le RPA99 Version 2003 en Algérie. En raison de l'irrégularité de notre structure en plan et en élévation, la méthode statique équivalente est exclue, et nous avons recours à la méthode du spectre de réponse, reconnue comme la plus générale et précise.

Pour mener à bien cette approche, plusieurs données spécifiques sont requises :

- Description géométrique de la structure : Cela inclut les dimensions, la configuration en plan et en élévation, ainsi que toute irrégularité géométrique pertinente.
- Propriétés des matériaux utilisés : Il est essentiel de connaître les propriétés mécaniques des matériaux de construction utilisés, telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction, la densité, etc.
- Chargement et combinaisons de charges : Il est nécessaire de déterminer les charges gravitationnelles et sismiques agissant sur la structure, ainsi que les combinaisons de charges les plus défavorables conformément aux normes en vigueur.
- Conditions d'appui précises : Les conditions d'appui aux différentes parties de la structure doivent être clairement définies, car elles influent sur la distribution des forces sismiques.

Ces données constituent la base de l'analyse sismique de la structure. En utilisant ces informations comme entrées pour les logiciels spécialisés, nous pouvons effectuer une analyse rigoureuse et précise de la réponse sismique de la structure, garantissant ainsi sa sécurité et son adéquation aux normes parasismiques.

IV.2 Présentation de logiciel SAP2000

SAP2000 est un logiciel d'analyse structurelle et de conception développé par Computers and Structures, Inc. (CSI). Il est largement utilisé dans l'industrie de l'ingénierie civile pour modéliser, analyser et concevoir une variété de structures, notamment les bâtiments, les ponts, les tours, les barrages et les stades. Voici une présentation des principales caractéristiques de SAP2000 :

IV.2.1 Modélisation avancée :

SAP2000 permet de créer des modèles 3D complets de structures complexes avec une grande précision. Les utilisateurs peuvent définir les éléments de la structure tels que les poutres, les

colonnes, les dalles, les murs, les joints, etc., ainsi que les propriétés matérielles et les conditions aux limites.

IV.2.2 Analyse statique et dynamique :

Le logiciel offre une gamme d'analyses statiques et dynamiques, y compris l'analyse modale, l'analyse de réponse spectrale, l'analyse de déplacement sismique, et plus encore. Ces analyses permettent d'évaluer le comportement de la structure sous différentes charges, y compris les charges sismiques.

IV.2.3 Génération automatique de charges :

SAP2000 offre des outils pour générer automatiquement les charges gravitationnelles et sismiques selon les normes applicables. Cela simplifie le processus de modélisation et garantit la conformité aux réglementations parasismiques.

IV.2.4 Conception et vérification de la résistance :

Le logiciel propose des outils pour concevoir et vérifier la résistance des éléments structuraux selon les normes de conception en vigueur. Les utilisateurs peuvent générer des rapports détaillés sur la capacité de charge, la sécurité, et d'autres critères de conception.

IV.2.5 Interface conviviale :

SAP2000 dispose d'une interface conviviale et intuitive qui permet aux utilisateurs de travailler efficacement sur leurs projets. Les fonctionnalités de visualisation avancées, telles que les vues en plan, les vues en coupe, et les diagrammes de contrainte, facilitent l'interprétation des résultats.

IV.3 Méthode de calcul:

Dans notre projet, nous avons opté pour la méthode dynamique directe pour calculer les effets sismiques sur la structure. Cette méthode repose sur l'utilisation du spectre de réponse, qui est élaboré en fonction de l'activité sismique spécifique à la région concernée.

L'analyse dynamique est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000, un outil puissant qui permet de simuler le comportement dynamique complexe des structures sous l'effet des séismes.

Le spectre de réponse représente graphiquement la variation de l'accélération spectrale relative (S_a/g) d'un point du sol en réponse aux secousses sismiques, en fonction de la période

propre (T) des oscillations non amorties. Cette courbe permet de visualiser comment l'accélération sismique varie avec la période de la structure, ce qui est essentiel pour concevoir des structures résistantes aux séismes.

En se conformant aux directives de l'RPA (Règlement Parasismique Algérien), nous utilisons le spectre de réponse pour déterminer les charges sismiques agissant sur la structure. Cette approche nous permet de prendre en compte les caractéristiques spécifiques de l'activité sismique locale dans notre analyse et de garantir la sécurité et la robustesse de la structure contre les tremblements de terre.

Dans notre méthode de calcul, nous établissons les hypothèses suivantes :

- a- Concentration des masses aux planchers (système brochette) :** Nous supposons que les masses de la structure sont concentrées au niveau des planchers, suivant un système poteau-poutre. Cette simplification permet de réduire la complexité du modèle et facilite les calculs en regroupant les masses à des emplacements spécifiques.
- b- Prise en compte des déplacements horizontaux des nœuds uniquement :** Seuls les déplacements horizontaux des nœuds de la structure sont pris en compte dans l'analyse. Cette hypothèse est justifiée par le fait que les charges sismiques principales agissent principalement horizontalement sur la structure, tandis que les déplacements verticaux sont généralement moins significatifs.
- c- Sélection du nombre de modes pour l'analyse modale :** Le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale est déterminé de manière à ce que la somme des coefficients de participation de ces modes représente au moins 90% de la masse modale totale de la structure. Cela garantit une représentation adéquate des modes de vibration les plus significatifs pour l'évaluation de la réponse sismique.
- d- Rigidité des planchers et des fondations dans leurs plans :** Les planchers et les fondations sont supposés rigides dans leurs plans, ce qui signifie qu'ils ne subissent pas de déformations significatives dans leur plan sous l'effet des charges sismiques. Cette hypothèse simplifie l'analyse en permettant de négliger les déplacements horizontaux des planchers et des fondations, qui sont généralement minimes comparés à ceux des éléments verticaux de la structure.

En tenant compte de ces hypothèses, nous pouvons simplifier l'analyse tout en conservant une représentation réaliste de la réponse sismique de la structure, ce qui contribue à concevoir des bâtiments robustes et sécurisés dans les zones sismiques.

Calcul de l'action sismique:

Le calcul de l'action sismique est effectué conformément aux directives du RPA99. Selon ces directives, la force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Où :

W : représente le poids total de la structure.

R : est le coefficient d'accélération de la zone.

A : est le coefficient de groupe d'usage.

D : est le facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : est le facteur d'importance de la structure.

La valeur de R est déterminée en fonction de la zone sismique et peut varier selon les caractéristiques géographiques du site. Le coefficient A est déterminé en fonction de l'importance de la structure et de sa catégorie d'usage. Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T). Ensuite, le facteur Q est déterminé en fonction de l'importance de la structure, qui est généralement établie en fonction de l'utilisation du bâtiment et de son rôle dans la sécurité publique. Une fois que toutes ces valeurs sont déterminées, la force sismique totale V peut être calculée et utilisée pour concevoir la structure afin de résister aux effets des séismes.

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0,5 \text{ sec}$: site ferme (s3)

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

$\xi=7.5\%$ → Remplissage dense

$\eta = 0,88 > 0,7$

T: période fondamentale de la structure

$$T = \min \left(\frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}}, C_T h_N^{(3/2)} \right)$$

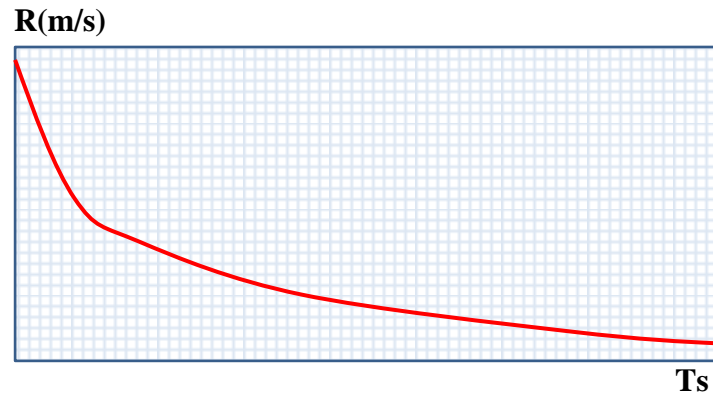


Figure V.1 Spectre de réponse de calcul

Pour calculer l'action sismique, nous avons les valeurs suivantes :

h_N : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Le coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$T = 0,05 \times (27,9)^{3/4} = 0,61$. Cette valeur de T se situe dans l'intervalle $T_2 \leq T \leq 3,0$ sec.

$$D = 2.5 \times 0,88 \times \frac{0,40^{3/2}}{0,61} = 1,67$$

R : Le coefficient de comportement global de la structure, avec $R=4$. Sa valeur est déterminée par le tableau V.1 du RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

En utilisant ces valeurs, nous pouvons calculer l'action sismique totale V à la base de la structure en appliquant la formule :

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

Où W est le poids total de la structure, A est le coefficient de groupe d'usage, D est le facteur d'amplification dynamique moyen, et Q est le facteur d'importance de la structure. En substituant les valeurs appropriées, nous pouvons obtenir la valeur de V.

Tableau IV.1 valeurs du coefficient de comportement R

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	5
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

- **Coefficient de comportement global (R)** : Selon le tableau V.1 du RPA 99/2003, **R=4.**
- **Facteur de qualité (Q)** : Dépend de la redondance, de la géométrie, de la régularité et de la qualité de contrôle. Il est calculé comme :

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

Avec P_q représentant la pénalité pour chaque critère de qualité (satisfait ou non). Dans ce cas, $Q=1,2$.

➤ **Calcul du Poids à Chaque Niveau (W_i) :**

Le poids à chaque niveau (W_i) est déterminé par la formule :

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

Où :

- W_{Gi} est le poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes attachés à la structure.
- W_{Qi} est la charge d'exploitation.
- β est le coefficient de pondération, dépendant de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Selon le RPA99 :

- Pour les bâtiments d'habitation, $\beta=0,20$.
- Pour les bâtiments commerciaux, $\beta=0,50$.

➤ **Calcul du Poids Total de la Structure (W_t) :**

Le poids total de la structure est la somme des poids à chaque niveau :

$$W_t = \sum_{i=1}^n W_i$$

Où :

n :est le nombre total de niveaux de la structure.

W_i :est le poids à chaque niveau calculé comme indiqué ci-dessus.

➤ **Calcul des masses des éléments:**

a- Acrotères

Surface des acrotères (S) :

$$S = 0,25083 \text{ m}^2$$

Poids spécifique du matériau (G) :

$$G = 25 \text{ kN/m}^3$$

Poids des acrotères (P) :

$$P = G \times S$$

$$P = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25083 \text{ m}^2$$

$$P = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25083 \text{ m}^2$$

$$P = 6,27 \text{ kN/m}$$

Ce poids est distribué le long de la longueur des acrotères. Si nous connaissons la longueur des acrotères, nous pouvons déterminer le poids total en multipliant ce résultat par la longueur.

b- Plancher

Plancher à corps creux (16+4) cm

$$\text{Etage courant: } G = 4,86 \text{ kN/m}^2 \quad q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Etage terrasse: } G = 5,79 \text{ kN/m}^2 \quad q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balcon: } G = 4,52 \text{ kN/m}^2 \quad P = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poutres principales: } 0,45 \times 0,30 \times 20 = 3,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poutres secondaires: } 0,35 \times 0,30 \times 20 = 3,00 \text{ kN/ml}$$

c- Poteaux

$$9^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} + 7^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,30 \times 0,30 \times 20 = 2,7 \text{ kN/ml}$$

$$6^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,35 \times 0,35 \times 20 = 2,45 \text{ kN/ml}$$

$$3^{\text{ème}} + 2^{\text{ème}} + 1^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,45 \times 0,45 \times 20 = 4,05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{RDC} = 0,50 \times 0,50 \times 20 = 5 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher terrasse (9^{ème} étage):** niveau + 27,9 m

$$\text{Plancher à corps creux (16+4): } 235,27 \times 6,37 = 1498,67 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres principales: } 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 88,8 = 299,7 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires: } 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 83 = 217,88 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ voiles: } 0,5 \times 0,20 \times 3,74 \times 25 \times 16,44 = 153,71 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ poteau : } 0,30 \times 0,30 \times 3,74 \times 25 \times 30 = 252,45 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ mur de façade : } 0,5 \times 0,3 \times (3,74 - 0,3) \times 13 \times 0,8 \times 58,66 = 314,79 \text{ kN}$$

$$\text{Acrotère : } 2,09 \times 81,92 = 171,21 \text{ kN}$$

$$20 \% \text{ surcharge d'exploitation : } 1 \times 0,2 \times 197,21 = 39,44 \text{ kN}$$

➤ **Planche étage courant (8^{ème} étage) :** niveau + 27,9 m

$$\text{Plancher à corps creux (16+4): } 235,27 \times 5,41 = 1272,81 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres principales : } 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 88,8 = 299,7 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires: } 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 83 = 217,87 \text{ kN}$$

$$\text{voiles : } 1 \times 0,20 \times 3,74 \times 25 \times 16,44 = 307,43 \text{ kN}$$

$$\text{poteau: } 0,30 \times 0,30 \times 3,74 \times 25 \times 30 = 252,45 \text{ kN}$$

$$\text{mur de façade: } 1 \times 0,3 \times (3,74 - 0,3) \times 13 \times 0,8 \times 58,66 = 629,59 \text{ kN}$$

$$\text{Acrotère: } 2,09 \times 81,92 = 171,21 \text{ kN}$$

$$20 \% \text{ surcharge d'exploitation: } 1 \times 0,2 \times 197,21 = 39,44 \text{ kN}$$

$$W_0 = 1917,6 \text{ kN}$$

➤ **Calcul du centre de masse et le moment massique:**

Pour déterminer le centre de masse (CM) et le moment massique (M) d'une structure, nous devons utiliser les coordonnées des masses individuelles et leurs positions relatives dans un repère global.

Voici la méthode de calcul détaillée.

Centre de Masse (CM) :

Le centre de masse est le point où la masse totale de la structure peut être considérée comme concentrée. Il est calculé en utilisant les formules suivantes pour les coordonnées x , y et z du centre de masse :

$$\begin{cases} x_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i, x_i)}{m_i} \\ y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i, y_i)}{m_i} \\ z_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i, z_i)}{m_i} \end{cases}$$

Où :

m_i est la masse de l'élément i .

x_i, y_i, z_i sont les coordonnées de la position de la masse m_i dans le repère global.

n est le nombre total d'éléments de masse.

➤ **Moment Massique**

Le moment massique d'un élément est le produit de la masse de cet élément par sa position relative à un point de référence, généralement le centre de masse. Les moments massiques par rapport aux axes sont :

$$\begin{cases} m_x = \sum_{i=1}^n (m_i, x_i) \\ m_y = \sum_{i=1}^n (m_i, y_i) \\ m_z = \sum_{i=1}^n (m_i, z_i) \end{cases}$$

Dans le logiciel « SAP 2000 », les masses que nous introduisons ne comprennent pas celles des poteaux, poutres et voiles, car le logiciel les calcule automatiquement. La formule utilisée pour les calculs est la suivante :

$$M = \sqrt{I_{xx}I_{yy} + M_{xy}^2}$$

Où :

M est la masse du plancher considéré.

A est la section du plancher.

I_{xx} est le moment d'inertie du plancher par rapport à l'axe x .

I_{yy} est le moment d'inertie du plancher par rapport à l'axe y .

M_{xy} est le moment d'inertie massique.

Tableau IV.2 Récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

Niveau	A(m ²)	Masse(kN)	XG(m)	YG(m)	Ixx(m ⁴)	Iyy(m ⁴)	Mxy(kN.m)
9 ^{ème} étage	250,83	2947.8	10,26	11,60	5070,28	10200,69	179467.23
8 ^{ème} étage	250,83	1917.69	10,26	11,60	5070,28	10200,69	116747.05
7 ^{ème} étage	250,83	1917.69	10,26	11,60	5070,28	10200,69	116747.05
6 ^{ème} étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
5 ^{ème} étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
4 ^{ème} étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
3 ^{ème} étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
2 ^{ème} étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
1 ^{ème} étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
RDC	250,83	2713.74	10,26	11,60	5070,28	10200,69	165217.24

➤ **Le poids total de la structure**

$$W_t = 23482,89 \text{ kN.}$$

➤ **La force sismique totale:**

(V) est appliquée à la base dans les deux sens:

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

$$V = \frac{0.25}{4} \times 1.66 \times 1.2 \times 23483 = 2923.6 \text{ kN}$$

IV.4 Vérification d'ensemble :

IV.4.1 Période :

Pour les vérifications des périodes, nous adoptons les conventions de signes suivantes :

- T_{dyn} : la période de calcul automatique ($T_{dyn} = 0,79$ s)
- T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques

Selon la formule empirique donnée par le RPA99, la période fondamentale est calculée comme suit :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

Où :

C_T : est un coefficient dépendant du système de contreventement et du type de structure.

h_N : est la hauteur totale de la structure.

Dans ce cas, nous avons :

$$T = 0,79s$$

- Comparaison des périodes La période dynamique T_{dyn} est de 0,79 s
- La période T_e est également de 0,79s

Selon le RPA99, la condition à vérifier est :

$$1.3 T_e > T_{dyn}$$

Calculons :

$$1,3 \times 0,79 = 1,03s \quad 1,3 \times 0,79 = 1,03s$$

Donc :

$$1.3s > 0.79s$$

La condition du RPA99 est donc vérifiée.

➤ Modes de vibration

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe $x'x$.
- Le deuxième mode de vibration est une translation suivant l'axe $y'y$.
- Le troisième mode est une torsion.

Les vérifications montrent que les périodes dynamiques et empiriques sont conformes aux exigences du RPA99. De plus, les modes de vibration principaux sont identifiés, ce qui assure une bonne compréhension du comportement dynamique de la structure.

IV.4.2 Les coefficients de participation modale:

Le logiciel SAP 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal:

$$UX = 95,66\% \geq 90\% \text{ C.V}$$

b- sens transversal:

$$UY = 90,94\% > 90\% \text{ C.V}$$

IV.4.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à celle déterminée par la méthode statique équivalente (V) pour une période fondamentale calculée selon la formule empirique appropriée.

- Récapitulation des efforts tranchants :

Méthode modale : Les efforts sismiques sont obtenus par une analyse modale et la combinaison des valeurs modales.

Méthode statique équivalente : Les efforts sismiques sont calculés en utilisant une période fondamentale déterminée empiriquement.

- Condition à vérifier :

$$V_{\text{modale}} \geq V_{\text{statique}}$$

Où :

V_{modale} : est la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode modale.

V_{statique} : est la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente.

- Période fondamentale :

La période fondamentale utilisée dans la méthode statique est calculée selon une formule empirique spécifique au code sismique (RPA99).

Il est crucial que les efforts sismiques obtenus par la méthode modale ne soient pas inférieurs à ceux calculés par la méthode statique équivalente. Cette vérification assure que la modélisation dynamique ne sous-estime pas les forces sismiques et que la structure est correctement dimensionnée pour résister aux secousses sismiques prévues.

Tableau IV.3 Force sismique à la base

	0.8V statique (kN)	
Suivant X	2338,88	Condition vérifié
Suivant Y	2338,88	Condition vérifié

IV.4.4 L'effort normal réduite:

L'effort normal réduit est une mesure utilisée pour évaluer la performance des éléments structuraux sous charges sismiques, en particulier les colonnes et les murs porteurs. Il s'agit de vérifier que les efforts normaux (ou axiaux) dans les éléments ne dépassent pas certaines limites, afin de garantir la sécurité et la stabilité de la structure.

Méthode de calcul L'effort normal réduit (N_r) est calculé en fonction de l'effort normal appliqué (N) et de la capacité portante de l'élément (N_u). La formule est généralement :

$$N_r = N/N_u$$

Où :

N : est l'effort normal appliqué sur l'élément (la force axiale due aux charges permanentes, d'exploitation, et sismiques).

N_u : est la capacité portante de l'élément, déterminée selon les normes en vigueur (comme le RPA99).

Vérification des efforts normaux réduits

Calcul de N :

- N est déterminé à partir des charges appliquées à la structure, incluant les charges permanentes, d'exploitation, et les forces sismiques calculées.

Détermination de N_u :

- N_u : est calculé selon les spécifications du code de construction en vigueur, qui tient compte des propriétés des matériaux et des dimensions des éléments structuraux.

Vérification :

Pour garantir la sécurité, N_r doit être inférieur à une valeur critique définie par les normes de construction (souvent proche de 1.0).

$$N_r = 1000/500 = 0.5$$

Tableau IV.4 Vérification de l'effort normal

Niveau	Nd (kN)	BC (cm ²)	Fc28 (MPa)	V	condition
1	-1665,01	2500	25	-0,026	Condition Vérifiée
2	-1478,88	2025	25	-0,029	Condition Vérifiée
3	-1305,33	2025	25	-0,025	Condition Vérifiée
4	-1134,57	2025	25	-0,022	Condition Vérifiée
5	-961,31	1225	25	-0,031	Condition Vérifiée
6	-802,03	1225	25	-0,026	Condition Vérifiée
7	-642,80	1225	25	-0,020	Condition Vérifiée
8	-483,08	900	25	-0,021	Condition Vérifiée
9	-325,50	900	25	-0,014	Condition Vérifiée

Vérification des déplacements

Calcul des déplacements horizontaux

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est donné par la formule suivante:

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Où :

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

R : est le coefficient de comportement de la structure.

Déplacement relatif entre les niveaux :

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé comme suit :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Interprétation des résultats

Déplacement absolu (δ_K) :

Le déplacement total au niveau K prend en compte le coefficient de comportement de la structure, multipliant ainsi le déplacement élastique par R.

Déplacement relatif (ΔK):

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs K-1 est crucial pour vérifier les contraintes de déformation et les critères de confort. Il aide également à évaluer le risque de dommages aux éléments non structuraux et aux équipements.

Tableau IV.5 résultats Sens (x-x)

Niveau	R	δ_{eK}	δ_K	ΔK	$R \times \Delta K$	Hetage	Observation
9	4	0,013	0,052	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
8	4	0,011	0,044	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
7	4	0,009	0,036	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
6	4	0,007	0,028	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
5	4	0,005	0,02	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
4	4	0,003	0,0012	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
3	4	0,002	0,008	0,001	0,004	0,0374	Vérifiée
2	4	0,0016	0,008	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
1	4	0,001	0,004	0,006	0,024	0,0374	Vérifiée
RDC	4	0,0018	0,004	0,0008	0,0032	0,0374	Vérifiée

Tableau IV.6 résultats Sens (y-y)

Niveau	R	δ_{eK}	δ_K	ΔK	$R \times \Delta K$	Hetage	Observation
9	4	0,0015	0,006	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
8	4	0,0012	0,0048	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
7	4	0,0010	0,004	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
6	4	0,0005	0,002	0,0005	0,002	0,0374	Vérifiée
5	4	0,0008	0,0032	0,0003	0,0012	0,0374	Vérifiée
4	4	0,0006	0,0024	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
3	4	0,0005	0,002	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée
2	4	0,0004	0,0016	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée
1	4	0,0002	0,0008	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
RDC	4	0,0001	0,005	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée

IV.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-

La justification vis-à-vis de l'effet de P- Δ , ou des effets du deuxième ordre, est essentielle pour évaluer la stabilité globale de la structure face aux charges verticales et aux déformations résultantes.

Condition de satisfaction

Selon le RPA99/Version 2003 (article 5.9), les effets du deuxième ordre peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = 2.5 \times 0,88 \times \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

Δ_k : Déplacement horizontal au niveau k sous l'action des charges sismiques.

V_k : Résultante des forces sismiques à la base de la structure.

h_k : Hauteur du niveau k .

La vérification de l'effet de P- Δ permet d'évaluer la stabilité et la résistance de la structure face aux charges sismiques, en prenant en compte les déformations résultantes. Si la condition spécifiée est satisfaite à tous les niveaux, les effets du deuxième ordre peuvent être négligés, simplifiant ainsi l'analyse structurale tout en assurant la sécurité et la performance sismique de la construction.

Tableau IV.7 Justification Vis-à-vis de l'effet P- \square Sens transvaal.

Niveau	Wi(kN)	Pk	$\Delta k y(m)$	Vk (kN)	Hi(m)	θ
9	1917.69	21207,87	0,002	5714,07	27,9	2,66E-04
8	1917.69	25245,39	0,002	5000,40	24,88	4,05E-04
7	3232.51	29210,01	0,002	6600,80	21,86	4,04E-04
6	3232.51	33174,63	0,002	5395,69	18,84	6,52E-04
5	3232.51	37139,25	0,002	3908,36	15,82	0,12E-04
4	3316.66	41395,56	0,001	5309,76	12,8	6,09E-04
3	3316.66	45338,26	0,0004	3507,93	9,78	5,28E-04
2	3316.66	48100,33	0,006	2605,14	6,76	1,63E-02
1	2713.74	50056,97	0,0008	1096,06	3,74	0,09E-04

Tableau IV.8 Justification Vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens longitudinal

Niveau	Wi(t)	Pk	$\Delta k y(m)$	Vk(t)	Hi(m)	θ
9	1917.69	21207,87	0,0004	5714,07	27,9	5,32E-05
8	1917.69	25245,39	0,0006	5000,40	24,88	1,21E-04
7	3232.51	29210,01	0,0005	6600,80	21,86	1,01E-04
6	3232.51	33174,63	0,0006	5395,69	18,84	1,95E-04
5	3232.51	37139,25	0,0005	3908,36	15,82	3,00E-04
4	3316.66	41395,56	0,0005	5309,76	12,8	3,25E-06
3	3316.66	45338,26	0,0004	3507,93	9,78	5,28E-04
2	3316.66	48100,33	0,0002	2605,14	6,76	5,46E-04
1	2713.74	50056,97	0,0003	1096,06	3,74	3,66E-03

On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.6 Conclusion :

Après avoir mené une étude sismique approfondie, nous pouvons affirmer que la structure satisfait aux normes en vigueur, notamment en termes de ductilité et de stabilité dynamique. Ainsi, elle a été conçue et calculée de manière à supporter et à résister aux charges ainsi qu'aux efforts amplifiés résultant d'un éventuel séisme majeur. Cette approche assure la sécurité et la fiabilité de la structure face aux risques sismiques, offrant ainsi une protection adéquate aux occupants et aux biens.

Chapitre V

Dimensionnement des éléments structuraux & Etude de l'infrastructure

V.1 Introduction

La stabilité des structures en béton armé repose sur un système de contreventement varié, pouvant être auto-stable, constitué de voiles, mixte ou comportant un noyau central. Cette stabilité est assurée par la rigidité des éléments résistants, classés en deux principales catégories : les éléments verticaux (voiles, poteaux, murs porteurs) et les éléments horizontaux (poutres, dalles). Ces composants jouent un rôle crucial dans la transmission des charges vers les fondations, assurant ainsi la pérennité de la structure.

Dans la première partie de ce chapitre, nous analyserons les sollicitations exercées sur ces éléments à l'aide du logiciel SAP2000V2000, permettant ainsi une évaluation précise de leur comportement sous différentes contraintes. L'assemblage minutieux des poteaux et des poutres forme les portiques de la structure, qui sont essentiels pour garantir sa stabilité et sa résistance face aux forces externes.

La seconde partie de ce chapitre sera consacrée à l'étude de l'infrastructure, située en-dessous du niveau 0.00. Son rôle crucial consiste à transférer les charges de la superstructure vers le sol. Ce transfert peut s'effectuer soit par un contact direct, avec des semelles posées sur le sol pour des fondations superficielles, soit par un contact indirect, avec des semelles reposant sur des pieux pour des fondations profondes. Une conception soignée de l'infrastructure est essentielle pour garantir un ancrage solide de la structure dans le sol, une transmission efficace des charges de la superstructure au sol, ainsi qu'une limitation adéquate des tassements différentiels, assurant ainsi la stabilité et la durabilité de l'ensemble de la construction.

V.2 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est une étape essentielle dans la conception et la construction des structures en béton armé ou en acier, où les poteaux jouent un rôle crucial dans le soutien de la charge verticale et la transmission des charges horizontales telles que le vent ou les séismes. Voici les principaux aspects à considérer lors du ferrailage des poteaux : Calcul des charges, dimensionnement et disposition des armatures, conformité aux normes et aux réglementations, assemblage et installation.

On a 5 types des poteaux à étudier:

Tableau V.1 Types des poteaux

Type de poteau	Dimensions
Type 1	50 × 50 cm ²
Type 2	45 × 45 cm ²
Type 3	40 × 40 cm ²
Type 4	35 × 35 cm ²
Type 5	30 × 30 cm ²

V.2.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) dans sa version de 2003, voici les prescriptions concernant les armatures longitudinales pour les poteaux :

- Type d'armatures : Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Pourcentage minimum : Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales par rapport à la section totale du poteau est de 0,9% en zone II.
- Pourcentage maximum : Le pourcentage maximum d'armatures longitudinales varie selon la zone sismique :

En zone courante, le pourcentage maximum est de 4% de la section totale.

En zone de recouvrement, le pourcentage maximum est de 6% de la section totale.

- Diamètre minimum : Le diamètre minimum de l'acier pour les armatures est de 12 mm (symbolisé par " Φ ").
- Longueur de recouvrement : La longueur de recouvrement des armatures doit être égale à 50 fois le diamètre de l'acier (50Φ).
- Espacement entre les barres verticales : La distance entre les barres verticales (ou entre les armatures longitudinales) ne doit pas dépasser 20 cm.

Ces prescriptions visent à assurer la résistance et la ductilité des poteaux en béton armé ou en acier lors d'un séisme, conformément aux exigences sismiques spécifiques de la réglementation.

V.2.2 Armatures transversales:

la formulation pour le calcul des armatures transversales des poteaux selon le RPA99 version 2003 :

$$V_u = h_1 \times f_e \frac{a}{\rho}$$

Où :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : est la hauteur totale de la section brute du poteau.

f_e : est la contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

a : est un coefficient dépendant de l'élançement géométrique du poteau.

ρ : est le taux d'armatures longitudinales par rapport à la section totale du poteau.

Le coefficient a est calculé comme suit :

$$a = \begin{cases} 3.75 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 2.50 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Où

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau, défini comme le rapport de la plus grande dimension du poteau (b ou a) sur sa longueur (L).

L'espacement des armatures transversales (t) est donné par :

$$t = \begin{cases} \min(10, 115 \phi) & \text{si } \lambda_g \geq 5, \text{ en Zone I et II} \\ \min(10, l_f) & \text{si } \lambda_g \leq 5, \text{ en Zone III} \end{cases}$$

Où

ϕ : est le diamètre des barres d'acier transversales et l_f est la longueur de recouvrement des armatures transversales.

- la quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 50,3 \%$.

Si : $\lambda_g \leq 30,8 \%$.

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

V.3 Ferrailage des portiques

V.3.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont des ensembles constitués par les différentes charges et forces qui doivent être considérées simultanément lors de la conception et de l'analyse des structures. Elles constituent une étape essentielle dans le processus de détermination des sollicitations qui agissent sur les éléments de résistance d'une structure donnée.

Ces combinaisons d'actions prennent en compte les diverses forces qui peuvent agir sur une structure à tout moment, y compris les charges permanentes (telles que le poids propre de la structure), les charges variables (comme les occupants, le mobilier, etc.) et les charges accidentelles (comme les charges dues aux vents forts, aux séismes, etc.).

En considérant ces différentes combinaisons d'actions, nous pouvons évaluer de manière adéquate la capacité d'une structure à résister à diverses conditions de chargement et à garantir sa sécurité et sa durabilité dans des situations réelles.

V.3.2 Sollicitations

Les sollicitations dans les structures, telles que les portiques, sont des forces et des moments qui agissent sur une section donnée, résultant des différentes combinaisons d'actions appliquées. Ces sollicitations peuvent être des efforts normaux, des efforts tranchants, des moments de flexion ou de torsion, et sont calculées à l'aide de méthodes d'analyse de la résistance des matériaux (RDM) ou des méthodes simplifiées.

Les combinaisons de charges prises en compte dans l'analyse des sollicitations comprennent à la fois des combinaisons fondamentales et des combinaisons accidentelles :

- Combinaisons fondamentales (selon BAEL 91)

1.35G+1.5Q

Où G représente la charge permanente et Q la charge d'exploitation non pondérée.

- Combinaisons accidentelles (selon le RPA 99 version 2003) :

$$G + Q + E$$

$$0.8 \pm E$$

où E représente l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Ces combinaisons d'actions permettent de considérer les différents scénarios de chargement auxquels la structure peut être soumise, y compris les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges accidentelles telles que celles dues au séisme.

Les sollicitations résultantes, telles que les moments (M), les forces normales (N) et les forces tranchantes (T), sont généralement obtenues à l'aide de logiciels d'analyse structurale tels que "SAP2000", qui permettent de modéliser et d'analyser le comportement des structures sous diverses combinaisons de charges.

V.3.3 Ferrailage des poutres

On distingue les types des poutres suivantes :

- Poutre principale (PP 45x 45 cm²).
- Poutre secondaire (PS (30 x35 cm²)).

Les armatures longitudinales :

➤ La section d'armatures imposées par RPA 99 version 2003 (7.5.2) :

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 version 2003 en zone Iia.

➤ Pourcentages d'acier :

Pourcentage maximum :

- Zone courante : 4%
- Zone de recouvrement : 6%

➤ Longueur minimale de recouvrement :

- Zone I et II : 40Φ (où Φ est le diamètre des barres d'acier)
- Zone III : 50Φ

➤ **Armatures Transversales :**

La disposition des armatures transversales est également importante pour assurer la stabilité et la résistance des poutres. Voici les spécifications :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

b : largeur de la section de la poutre.

S : espacement des armatures transversales.

Pour déterminer S , la réglementation stipule :

$$S = \min\left(\frac{l}{12\phi}, 4\phi\right) \text{ dans la zone nodale}$$

$$S \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) \text{ en dehors de la zone nodale}$$

l : plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales.

h : hauteur de la section de la poutre.

➤ **Évaluation des Moments :**

L'évaluation des moments dans les différents types de poutres (principale et secondaire) dépend des charges appliquées et de la géométrie de la structure. Ces moments sont généralement calculés en fonction des charges de conception et des conditions de support, utilisant des méthodes analytiques ou des logiciels de modélisation structurale.

En respectant ces prescriptions et en évaluant correctement les moments, on peut concevoir des poutres robustes et sûres qui répondent aux exigences de la réglementation et aux normes de sécurité en vigueur.

Tableau V. 2 Sollicitations pour les différentes poutres

Type	Niveau	ELU		ELS		Accidentel le G + P ± E 08 ± E	Effort tranchant (kN.m)
		Mt (kN.m)	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)	Ma(kN.m)	Ma(kN.m)	
Poutre principale	RDC	48,96	87,60	35,45	63,45	73,50	99,24
	1 ^{er} , 2,3 étage	49,30	87,66	35,71	63,49	74,11	99,62
	4 ^{ème} , 5,6 étage	55,04	83,30	39,86	60,34	73,76	100,24
	7 ^{ème} , 8,9 étage	66,26	80,08	43,65	58,00	77,59	100,44
Poutre secondaire	RDC	2,21	6,90	1,95	5,03	32,86	7,87
	1 ^{er} , 2,3 étage	4,26	10,34	3,00	7,51	38,82	13,26
	4 ^{ème} , 5,6 étage	11,36	17,11	8,12	12,39	29,61	16,74
	7 ^{ème} , 8,9 étage	17,30	22,50	12,41	16,26	12,82	16,68

Pour le calcul des armatures dans la poutre principale (45 x 45) cm² en travée, voici les données fournies :

- Moment de flexion ultime : $M_t = 110470 \text{ N.m}$
- Largeur de la poutre : $b = 45 \text{ cm}$
- Hauteur de la poutre : $h = 45 \text{ cm}$
- Contrainte admissible du béton : $f_c = 14.2 \text{ MPa}$
- Limite élastique de l'acier : $f_y = 28 \text{ MPa}$

➤ **Calcul des armatures à l'État Limite Ultime (ELU) :**

- a- Calcul de la contrainte admissible dans le béton :

$$f_c' = 0.85 \times f_c = 0.85 \times 14.2 = 12.07 \text{ MPa}$$

- b- Calcul du bras de levier pour les armatures comprimées :

$$\mu = 0.9 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \left(\frac{M_t}{b \times f_c' \times h^2} \right)} \right)$$

En utilisant les valeurs données, on calcule μ .

➤ **Calcul du pas des armatures comprimées :**

$$S = 0.9 \times \frac{M_t}{\alpha \times f_y \times b}$$

En utilisant $\alpha = 0.124$ (calculé précédemment), on calcule S.

➤ **Condition de non-fragilité pour le ferrailage :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \sqrt{\frac{f_c'}{f_y}}$$

En utilisant les valeurs fournies, on calcule A_{min}

Ces calculs permettront de déterminer les armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité de la poutre principale dans des conditions d'utilisation normales.

$\mu < \mu_r = 0.4$ (pas des armatures comprimées)

$\alpha = 0.124 \rightarrow \beta = 0.95$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{66260}{348 \times 40 \times 0.950} \approx 5cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.48cm$$

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_{PRA} = 0.5\% \times b \times h = 0.5 \times \frac{45 \times 45}{100} = 10.125cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{PRA}) = 10.125cm^2$$

$A_{choisi} = 10.125cm^2$

Donc :

Nous choisissons 4T12 & 2T12

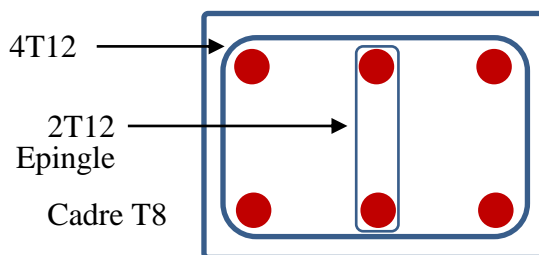


Figure V.1 disposition des armatures

➤ Vérification à l'ELS :

$M_s=43650 \text{ N.m}$

- { Fissuration peu nuisible
- { Flexion simple
- { Section rectangulaire

Acier fe E 400

$$\lambda = \frac{M_u}{M_s} = 1.52 \text{ Conduction vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

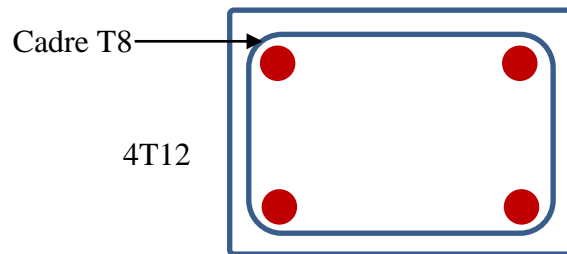


Figure V.2 disposition des armature

Tableau V.3 Récapitulatif des ferrillages des poutres.

Type	Niveau	Section	travée appui	M(N.m)	μ	β	A cal cm^2	A RPA cm^2	Amin cm^2	A max cm^2	chois
Poutres Principales	T.I	45x45	travée	66260	0.09	0,950	4.95	6.75	1.47	6.75	4T12 + 2T12
			appui	80080	0.12	0.939	6.05	6.75		6.75	4T14
	E.C		travée	55040	0.07	0.958	4.07	6.75		6.75	//
			appui	83300	0.12	0.936	6.31	6.75		6.75	//
Poutres Secondaires	T.I	30x45	travée	17300	0.04	0.979	1.61	5.25	1.14	5.25	4T14
			appui	22500	0.053	0.973	2.11	5.25		5.25	4T14
	E.C		travée	11360	0.027	0.986	1.05	5.25		5.25	//
			appui	17110	0.04	0.979	1.59	5.25		5.25	//

V.4 Détermination de la zone nodale

La zone nodale correspond à l'intersection entre les poteaux et les poutres. La détermination précise de cette zone est cruciale car c'est à cet endroit que les armatures transversales doivent être disposées avec des espacements très rapprochés en raison de la sensibilité de cette région. Par conséquent, les jonctions par recouvrement dans cette zone doivent être minimisées autant que possible. En dehors des zones nodales, les longueurs des barres à prendre en compte sont illustrées dans les figures ci-dessous.

$$h' = \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$$

Et $L' = 2h$

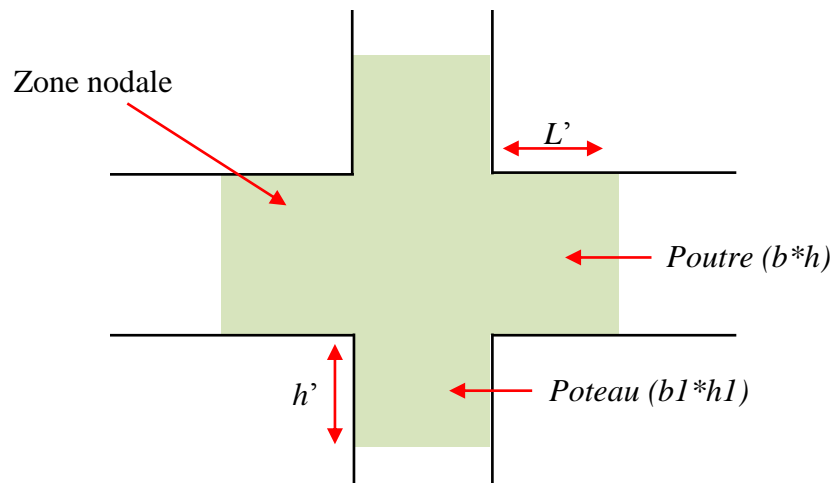


Figure V.3 :Schéma de la zone nodale

Tableau V. 4 des sollicitations pour les différents poteaux

Type de poteau		RDC	1er, 2, 3ème étage	4ème, 5, 6ème étage	7ème, 8, 9ème étage
		(50 * 50)	(45 * 45)	(35 * 35)	(30 * 30)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1 ^{er} cas	N max	1788,16	1585,27	1031,40	516,60
	M22 corr	21,68	25,58	24,47	18,00
	M33 corr	1,76	2,86	4,77	5,63
Combinaisons G + P ± 1,2 E 0,8 G E ± 2 ^{ème} cas	M33 max	90,72	58,37	44,85	25,55
	Ncorr	537,27	473,68	282,94	125,89
	M22 max	22,91	28,83	24,68	20,15
Combinaisons G + P ± 1,2E 0,8 G ± E 3 ^{ème} cas	Ncorr	1267,05	1114,66	709,34	350,21
	Nmin	300,23	280,35	175,99	84,40
	M33 corr	2,98	2,65	2,91	2,95
	M22 corr	4,26	4,88	4,53	4,40
	V22 max	35,29	38,00	31,13	18,02
	V33 max	10,94	17,89	14,45	8,14

Pour calculer le ferrailage d'un poteau au rez-de-chaussée (RDC) de section carrée $S=(50 \times 50) \text{ cm}^2$, nous devons prendre en compte les moments fléchissant M_{22} et M_{33} autour des axes respectifs 2-2 et 3-3. Le calcul du ferrailage doit garantir que la section est capable de résister à ces moments tout en respectant les critères de sécurité et de serviceabilité.

➤ Calcul du Ferrailage

- Définir les moments fléchissants:

Supposons que les moments fléchissants agissant sur le poteau sont M_{22} et M_{33} . Ces moments doivent être fournis ou calculés à partir des charges appliquées et des conditions de support du poteau.

- Calcul des efforts de traction dans les barres d'acier:

Pour chaque axe, nous devons déterminer l'effort de traction dans les barres d'armature en fonction du moment appliqué.

$$M_{22} = A_s \times f_y \times d_{22}$$

$$M_{33} = A_s \times f_y \times d_{33}$$

Où:

A_s : est la surface d'acier nécessaire.

f_y : est la limite d'élasticité de l'acier.

d_{22} et d_{33} : sont les bras de levier effectifs pour les moments M_{22} et M_{33} .

➤ Calcul de la section d'acier nécessaire:

Pour chaque direction, nous calculons la section d'acier nécessaire A_s pour résister aux moments fléchissants. En supposant que les bras de levier sont égaux à la distance effective d entre les centres de gravité de l'acier en tension et en compression:

$$A_s = \frac{M}{f_y \times d}$$

Où M est le moment fléchissant et d est approximativement égal à la hauteur effective de la section moins la couverture de l'acier.

➤ **Superposition des aciers:**

Étant donné que les moments M_{22} et M_{33} sont perpendiculaires et que le ferrailage est symétrique par rapport aux deux axes, nous devons superposer les sections d'acier nécessaires pour chaque axe.

Pour une section carrée, cela signifie généralement que les barres d'acier seront placées aux quatre coins de la section et symétriquement réparties le long des bords pour assurer une résistance égale dans les deux directions.

➤ **Calcul final du ferrailage:**

Supposons que nous obtenons les valeurs suivantes pour les moments (exemple hypothétique):

$$M_{22} = 150 \text{ kN.m}$$

$$M_{33} = 100 \text{ kN.m}$$

Avec une hauteur effective $d \approx 45 \text{ cm}$ (50 cm de section moins une couverture de 5 cm) et une limite d'élasticité de l'acier $f_y = 500 \text{ MPa}$

Pour l'axe 2-2:

$$A_s = \frac{150 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.666 \text{ cm}^2$$

Pour l'axe 3-3:

$$A_s = \frac{100 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.444 \text{ cm}^2$$

➤ **Disposition des Barres d'Acier**

Le ferrailage total sera symétrique et les sections d'acier nécessaires seront réparties sur les quatre coins et les bords de la section de manière à résister aux moments fléchissants dans les deux directions.

- 1^{er} cas Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35 G +1,5 p)

$$N = 1788,16 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 21,68 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21.68 \times 10^2}{1788.16} = 1.21 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ m} \rightarrow \text{compression simple}$$

$$A'_r = \frac{N - 100B\sigma_b}{100 \times \sigma_s} = -50.62 \text{ cm}$$

$$A'_r = -50.62 \text{ cm} < 0 \rightarrow A'_r = 0$$

- 2^{ème} cas G + P + 1,2E :

$$M_{22} = 22.91 \text{ kN.m}$$

$$N_{cor} = 539 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.91 \times 100}{537.3} = 4.26 \text{ cm} < 8.33 \text{ cm}$$

Compression excentrée $e < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = 537.3 \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 130 \text{ kN.m}$$

- Vérification de l'inégalité

$$N(d - d' - M_1 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 \sigma_b \quad (1) \leq (2)$$

(1) < (2) : donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait en flexion simple.

$$M_1 = 130 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{130000}{14.2 \times 45^2 \times 50} = 0.09$$

$$\mu < \mu_r = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.119 \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_1 = \frac{130000}{0.952 \times 45 \times 348} = 8.7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 \frac{N}{100\sigma_s} = -6.7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_2 = 0$$

➤ **Suivant conditions imposées par RPA 99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0.8 \% b \times h = 0.8 \times 10^{-2} (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_1, A_2, A_{\min}) = 20,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisi}} = 20.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 10T16} \quad \text{Soit : } A = 20.11 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$T = 35,29 \times 10^3 \text{ N.}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{35.29 \times 10^3}{500 \times 450} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Condition vérifiée donc les armatures transversales sont droites.

➤ **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

➤ **Escapement des armatures transversales :**

$$\delta \leq (15 \Phi_{Lmin}, 40 \text{ cm}, b + 10) \quad \delta_t \leq (24, 40, 60) \text{ cm}$$

$$\delta \leq 24 \text{ cm} \rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Tableau V. 5 Récapitulatif des armatures.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Armatures minimales (cm ²)	Barres choisies	Longueur de recouvrement (cm)	Section correspondant (cm ²)
RDC	50×50	20,00	10T16	80	20,11
1 ^{ème} étage 2 ^{ème} étage 3 ^{ème} étage	45×45	16,20	10T16	80	20,11
4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage	35×35	9,80	10T14	70	15,39
7 ^{ème} étage 8 ^{ème} étage 9 ^{ème} étage	30×30	7,20	6T14	70	9,23

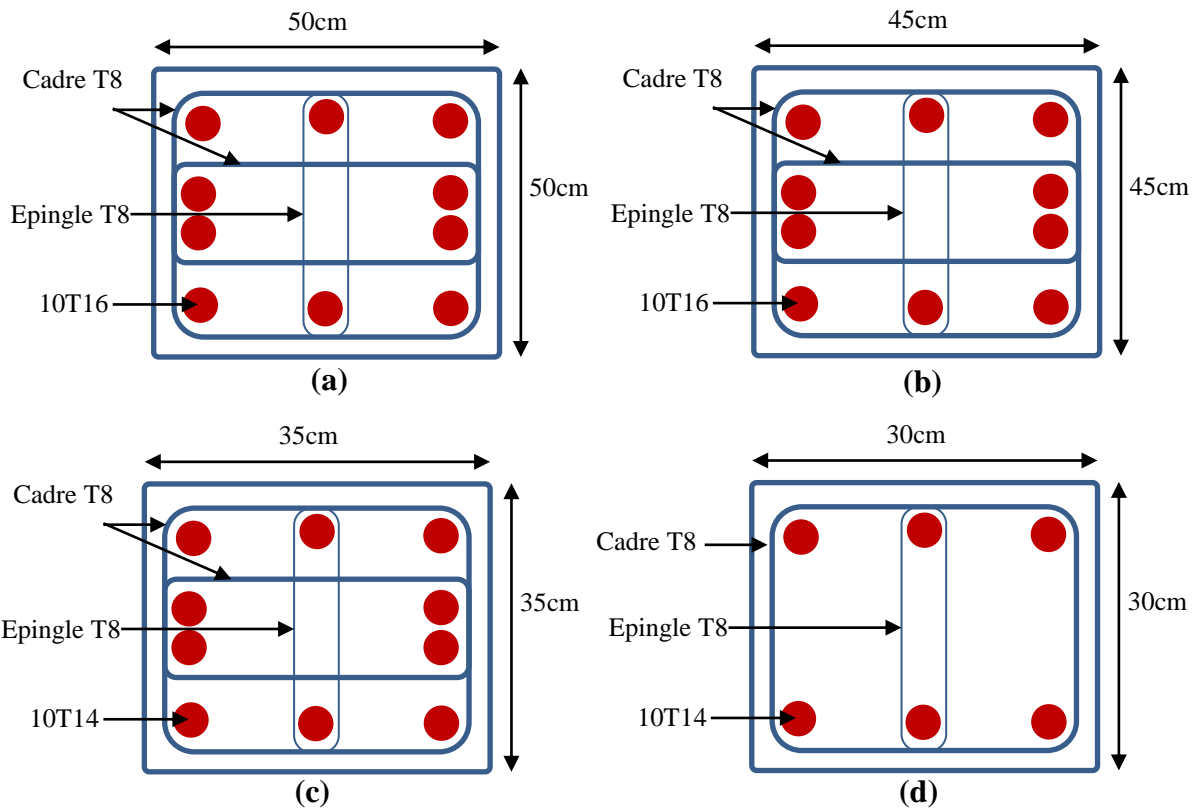


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poteaux, (a) RDC, (b) 1^{er}-3^{ème} étage, (c) 4^{ème} -3^{ème}, (d) 7^{ème} -9^{ème}

V.5. Etude des voiles de contreventement :

Le RPA99 version 2003 (Art. 3.4.A.1.a) exige l'installation de voiles de contreventement pour toute structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur en zone IIa. Les voiles de contreventement jouent un rôle essentiel dans la stabilité des structures en résistant aux forces latérales comme les vents et les séismes.

Les voiles sont généralement considérés comme des consoles encastrées à leur base. Leurs modes de rupture peuvent inclure :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Par conséquent, les voiles seront calculés en flexion composée avec cisaillement, en prenant en compte le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. Le calcul sera effectué en fonction des combinaisons de charges suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \pm E \end{cases}$$

V.5.1 Conditions de Ferrailage des Voiles

Pour le ferrailage des voiles de contreventement, il est nécessaire de satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003. Voici les principales exigences :

- Pourcentage Minimum d'Armatures

Les voiles doivent respecter des pourcentages minimums d'armatures verticales et horizontales :

- Pourcentage global dans la section du voile : Minimum de 0,15%.
- Pourcentage en zone courante : Minimum de 0,10%.

- Espacement des Barres Horizontales

L'espacement des barres horizontales doit être tel que :

$$St \leq \min(1.5\alpha, 30\text{cm})$$

Où α représente le diamètre des barres.

- Longueurs des Recouvrements

Les longueurs de recouvrement des barres doivent respecter les critères suivants :

- Recouvrement dans les zones où les efforts peuvent changer de signe : 40 fois le diamètre ($40\emptyset$) des barres situées dans ces zones.

- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.5.2 Ferrailage des Trumeaux

Pour calculer les sections d'aciers nécessaires dans les voiles soumis à la flexion composée, la méthode suivante sera utilisée :

a- Détermination des Sollicitations

Identification des sollicitations agissant dans la direction considérée.

b- Détermination de la Nature de la Section en Flexion Composée

La section en flexion composée peut se présenter sous l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue
- Section entièrement comprimée
- Section partiellement comprimée

En tenant compte des hypothèses suivantes :

- ❖ $N > 0$: Effort de compression
- ❖ $N < 0$: Effort de traction

En présence d'un effort normal de compression, il est crucial de vérifier l'état limite ultime de stabilité de la pièce. Autrement dit, les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être évaluées pour le risque de flambement.

V.5.3 Ferrailage minimum

Selon le RPA99/V2003, nous avons les directives suivantes concernant le ferrailage des voiles de contreventement :

a- Armatures Horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 mètre de largeur est déterminé comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0.15%

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h$$

Où b est la largeur de la bande et h est la hauteur du voile.

$$A_{min} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En zone courante : 0.10%

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.10\% \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Par conséquent, nous prendrons

$$A_{sv} = 6 \text{ Ø}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b- Armatures Transversales :

Selon le RPA99/V2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

c- Armatures Verticales :

Le calcul se fait pour chaque deux niveaux et nous adoptons le ferrailage de l'élément le plus sollicité. Pour les armatures verticales A_u , la section d'armatures calculée en flexion composée, nous appliquons la directive suivante du RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0.2\% \times b \times h$$

d- Espacement des Armatures Verticales et Horizontales :

Selon le RPA 99/version 2003, les directives suivantes sont appliquées pour l'espacement des armatures verticales et horizontales :

- L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 15\alpha \text{ et } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = S/2 \text{ pour la zone nodale}$$

- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile. Cet escarpement à l'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Pour le choix des espacements :

- $S_t = 10$ cm en zone nodale.
- $S_t = 20$ cm en zone courante.

Remarque :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\delta \leq 30/b \quad \text{et} \quad \delta \leq 1.5\text{cm}$$

Où b est l'épaisseur du voile en cm.

De plus, les deux nappes d'armatures doivent comporter au moins 4 épingles par mètre carré (m^2).

V.6 Ferrailage des trumeaux

Pour le ferrailage des trumeaux, le processus de calcul des sections d'acier nécessaires dans les voiles en flexion composée se déroule comme suit :

a- Détermination des Sollicitations :

Les sollicitations dans la direction considérée sont identifiées.

b- Détermination de la Nature de la Section en Flexion Composée :

Trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement tendue
- Section entièrement comprimée
- Section partiellement comprimée

Il est important de noter que :

$N > 0$ représente un effort de compression.

$N < 0$ représente un effort de traction.

c- Vérification de l'État Limite Ultime de Stabilité :

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est impératif de vérifier l'état limite ultime de stabilité de la pièce. Cela signifie que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées contre le flambement.

d- **Ferraillage minimum:**

Pour assurer la résistance et la stabilité des trumeaux, il est nécessaire de respecter les pourcentages minimums d'armatures verticales et horizontales, définis comme suit :

- Globalement dans la section du voile :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h$$

- En zone courante :

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times h$$

Le ferraillage minimum requis comprend :

- Des armatures verticales.
- Des armatures horizontales.

e- **Aciers verticaux :**

Pour assurer une distribution efficace des charges et une résistance suffisante, les directives suivantes doivent être suivies pour le ferraillage des armatures verticales des trumeaux :

- Pourcentage Minimum des Armatures Verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue doit être de 0,20%.

- Concentration des Armatures de Traction à l'Extrémité :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, mais la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- Ligature des Barres Verticales des Zones Extrêmes :

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Conditions pour les Efforts Importants de Compression sur l'Extrémité :

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Crochets pour les Barres Verticales du Dernier Niveau :

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. En revanche, pour les parties courantes, la partie supérieure de toutes les autres barres n'a pas besoin de crochets (jonction par recouvrement).

- Réduction de l'Espacement des Barres à l'Extrémité :

À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 20 cm.

Ces directives garantissent un ferrailage efficace des armatures verticales pour assurer la résistance et la stabilité des trumeaux sous l'action des charges verticales et horizontales.

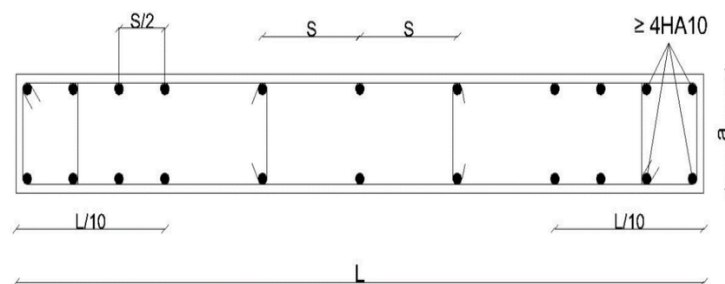


Figure V.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.7 Etude de l'infrastructure

L'infrastructure joue un rôle crucial dans la stabilité et la résistance d'une construction. Elle se situe sous le niveau 0.00 et vise à transférer les différentes charges de la superstructure vers le sol. Ce transfert peut s'effectuer soit par un contact direct, comme des semelles posées directement sur le sol (fondations superficielles), soit par un contact indirect, tel que des semelles reposant sur des pieux (fondations profondes).

Une conception efficace de l'infrastructure offre plusieurs avantages :

- ❖ Assurer un bon enracinement de la structure dans le sol, garantissant sa stabilité.
- ❖ Permettre une transmission efficace des charges provenant de la superstructure vers le sol d'assise.
- ❖ Limiter les tassements différentiels, c'est-à-dire les variations inégales des niveaux du sol sous différentes parties de la construction.

En garantissant ces aspects, une infrastructure bien conçue contribue à la durabilité et à la sécurité globale de la construction.

V.8 Choix du type des fondations:

Le choix du type de fondations est déterminé par plusieurs facteurs clés, notamment :

- **Capacité portante du sol** : Il est crucial de connaître la capacité du sol à supporter la charge de la structure. Cela détermine si des fondations superficielles ou profondes sont nécessaires.
- **Charges transmises au sol** : La charge totale de la structure ainsi que sa répartition sur le sol influencent le choix des fondations. Des charges élevées ou mal réparties peuvent nécessiter des fondations plus robustes.
- **Distance entre axes des poteaux** : La distance entre les poteaux ou les colonnes peut influencer la répartition des charges sur le sol et donc le type de fondations nécessaires.
- **Nature du sol** : La composition du sol, qu'il soit argileux, sableux, rocheux, etc., affecte directement sa capacité portante et influence le choix des fondations adaptées.
- **Profondeur du sol résistant** : La profondeur à laquelle se trouve un sol plus résistant peut déterminer si des fondations superficielles ou profondes sont nécessaires pour atteindre cette couche stable.

En prenant en compte ces facteurs, nous peuvent choisir le type de fondations le mieux adapté pour assurer la stabilité et la durabilité de la construction.

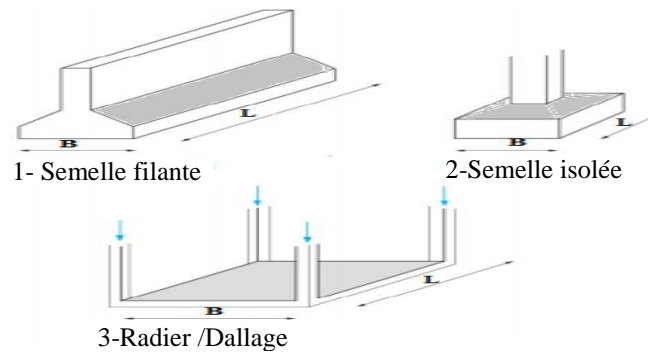


Figure V.6 Type de fondation superficielle

V.9 Contrainte admissible du sol:

La contrainte admissible du sol est un paramètre crucial dans la conception des fondations d'une structure. Elle est déterminée en fonction de plusieurs caractéristiques du sol, notamment :

- **Poids spécifique du sol sec** : C'est la masse par unité de volume du sol lorsqu'il est complètement sec.

Poids spécifique des grains : Il s'agit du poids par unité de volume des particules solides constituant le sol.

- **Cohésion non drainée (C_u)** : La cohésion est la force qui maintient ensemble les particules du sol. La cohésion non drainée fait référence à la résistance au cisaillement du sol non saturé lorsqu'il est soumis à une contrainte de cisaillement rapidement appliquée.
- **Angle de frottement effectif (ϕ)** : C'est l'angle de pente du plan de rupture formé par le sol lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement. Il représente la résistance au cisaillement du sol.
- **Cohésion effective (C')** : La cohésion effective est la cohésion apparente du sol après avoir pris en compte les effets de la pression interstitielle de l'eau.

En prenant en compte ces caractéristiques du sol, nous peuvent déterminer la contrainte admissible du sol, qui représente la charge maximale que le sol peut supporter sans subir de déformation excessive ou de défaillance. Cette contrainte admissible du sol est ensuite utilisée pour concevoir les fondations de la structure afin de garantir sa stabilité et sa durabilité.

Le radier général, une forme de fondation superficielle, se caractérise par un plancher inversé qui recouvre l'intégralité de la surface du sol sous le bâtiment, avec des extensions en consoles sur les bords. Les atouts de cette méthode sont multiples :

- Absence de coffrage complexe : Étant donné que le radier général consiste en un seul coulage de béton, il n'y a pas besoin de structures de coffrage sophistiquées, ce qui simplifie la construction et réduit les coûts.

- Simplicité de la mise en œuvre du béton : Le processus de coulage du béton sur toute la surface est relativement simple, ce qui facilite la mise en place, diminue les risques d'erreurs et accélère la progression du chantier.

- Rapidité d'exécution : Grâce à sa conception et à sa mise en œuvre simples, le radier général permet une avancée rapide des travaux de fondation, ce qui peut raccourcir les délais de construction globaux du projet.

Ces avantages font du radier général un choix attractif pour de nombreux projets de construction, surtout ceux qui exigent une solution de fondation rapide, efficace et économique.

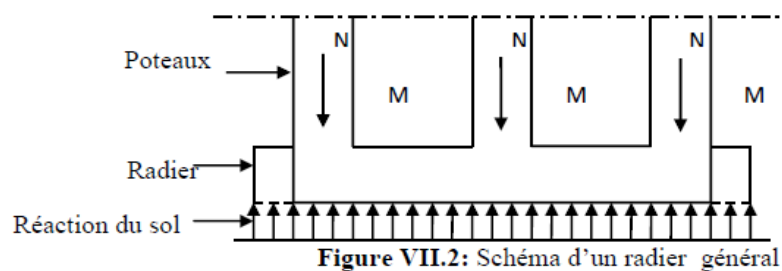


Figure VII.2: Schéma d'un radier général

Figure V.7 Schéma d'un radier général

V.10 Types de radiers :

Radier plat d'épaisseur constante : C'est le type le plus simple de radier, où le béton est coulé sur toute la surface du sol avec une épaisseur uniforme. Il est souvent utilisé lorsque la charge est répartie de manière uniforme sur toute la structure.

- a- **Radier nervuré :** Ce type de radier comporte des nervures ou des poutres intégrées dans le béton pour renforcer sa capacité portante. Il est généralement considéré comme économique car il utilise moins de matériau tout en offrant une résistance structurelle suffisante.

- b- Radier voûté : Contrairement au radier plat, le radier voûté présente une forme en arc ou en voûte. Cette conception permet de répartir les charges sur une plus grande surface du sol, réduisant ainsi les contraintes locales.
- c- Radier champignon : Ce type de radier présente une épaisseur plus importante au centre, ressemblant à la forme d'un champignon. Il est souvent utilisé dans des cas où la charge est plus importante au centre de la structure, comme dans les tours ou les bâtiments à plusieurs étages.

Ces différents types de radiers offrent des solutions adaptées à diverses exigences de conception et de charge. Le choix du type de radier dépendra des caractéristiques spécifiques du projet, telles que la charge, la nature du sol et les contraintes économiques.

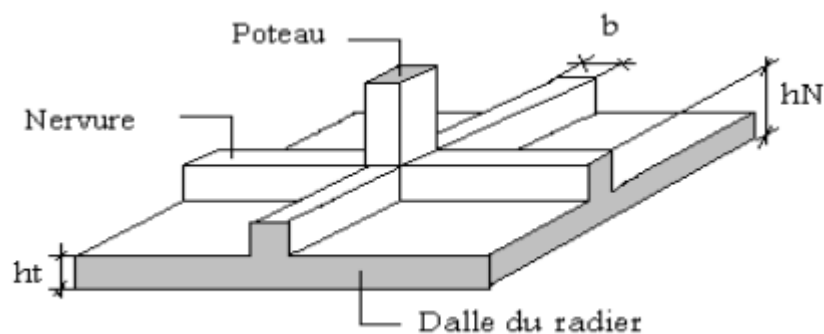


Figure V.8 Radier général

V.10.1 Pré-dimensionnement des radiers :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer son épaisseur pour résister aux efforts de la superstructure et aux sous-pressions du sol. Cette épaisseur doit satisfaire quatre conditions :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non-cisaillement
- Condition de non-poinçonnement

a- Selon la condition forfaitaire

L'épaisseur du radier (h) est initialement estimée en fonction de la distance maximale entre deux voiles successifs (L_{\max}).

Pour $L_{\max} = 5\text{m}$, on prend :

$$h = 80\text{cm}$$

b- Condition de rigidité

Pour garantir la rigidité du radier, on utilise la formule suivante :

$$h \geq \sqrt{\frac{L}{R}}$$

L : La plus grande portée entre deux poteaux.

K : Coefficient de rigidité du sol, ici $K=40\text{MPa}$ selon Henry Thonier, qui est équivalent à 0.4kg/cm

c- Condition de non-cisaillement

Pour vérifier la condition de non-cisaillement, on utilise les valeurs suivantes :

$$q = \frac{G + Q}{S}$$

où :

G : Poids de la superstructure.

Q : Surcharge d'exploitation.

S : Surface du radier.

Pour le panneau le plus défavorable :

$$T_x = 134.85 \text{ kN/m}$$

$$T_y = 198,426 \text{ kN/m}$$

L'épaisseur minimale déterminée est :

$$h \geq 61.45\text{cm}$$

d- Condition de non-poinçonnement

Pour éviter le poinçonnement, l'épaisseur du radier doit être suffisante pour répartir les charges autour des poteaux. Une épaisseur de $h \geq 61,45\text{cm}$ est calculée.

Pour satisfaire toutes les conditions, on adopte :

$$h = 90$$

Le radier sera conçu comme un plancher renversé avec un système de poutres (nervures) de hauteur

1/20 L et une dalle pleine d'épaisseur.

Caractéristiques du radier :

- Épaisseur totale du radier : $h=90\text{cm}$
- Épaisseur de la dalle pleine : $e=40\text{cm}$
- Surface du radier : $S=524,43\text{m}^2$
- Inertie (I_{xx}) : $I_{xx}=11218,87\text{m}^4$
- Inertie (I_{yy}) : $I_{yy}=1471,29\text{m}^4$

Calcul du poids du radier (P_r) :

- Poids du radier sans poutres

$$G = S \times e \times \lambda_b = 524,34 \times 0,4 \times 25 = 5244,36 \text{ kN}$$

- Poids des poutres principales :

$$P_{\text{Poutre}} = 0,45 \times 0,35 \times 130,61 \times 25 = 522,25 \text{ kN}$$

- Poids des poutrelles :

$$P_{\text{Poutrelle}} = 0,25 \times 0,30 \times 104,4 \times 25 = 274 \text{ kN}$$

- Poids total du radier :

$$P_r = 5244,36 \times 522,25 \times 274 = 6040,55 \text{ kN}$$

L'épaisseur finale du radier est déterminée en tenant compte de toutes les conditions :

- ❖ Épaisseur totale du radier (h) : 90 cm
- ❖ Épaisseur de la dalle pleine : 40 cm

Ces dimensions assurent que le radier répond aux exigences de rigidité, de non-cisaillement, et de non-poinçonnement, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

V.9 Conclusion : Dans ce chapitre, nous avons discuté du renforcement des éléments de base du bâtiment nécessaires à la construction et à la stabilité de la structure, etc., et nous avons étudié les fondations qui sont destinées à l'intégration des éléments finis de la construction tridimensionnelle, au calcul des éléments de structure et à l'étude des infrastructures (fondations).

Conclusion générale

Conclusion :

Cette étude exhaustive de l'immeuble en béton armé de neuf étages plus un rez-de-chaussée (RDC+9) dans la wilaya de Boumerdès a démontré l'importance cruciale de la modélisation et du calcul précis pour garantir la sécurité et la durabilité d'un bâtiment. L'utilisation d'AutoCAD et de SAP2000 a permis une modélisation précise, essentielle pour évaluer les effets des charges statiques et dynamiques, y compris les tremblements de terre. Le choix du béton armé s'est avéré judicieux, offrant flexibilité, durabilité, et résistance au feu.

La région, classée en zone sismique élevée, impose des exigences strictes de conception. Grâce à une analyse détaillée des éléments structurels et non structurels, notre étude a assuré que le bâtiment répond aux normes parasismiques et offre des espaces fonctionnels pour un usage mixte résidentiel et commercial.

Cette approche intégrée a permis de concevoir un édifice résistant aux aléas sismiques, garantissant sécurité et confort aux occupants. Ainsi, notre projet illustre comment une étude structurelle rigoureuse et bien menée est fondamentale pour la réussite de tout projet de construction, assurant stabilité, sécurité et optimisation des ressources.