



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M/GCA/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Etude d'un Bâtiment R+7 à usage
d'habitation**

Présenté par :

-BELABBES DJELLOUL BELKACEM

Soutenu le 15/06/2026 devant le jury :

Président: Mr. SADEK BAHAR

Examineur: Mr. YACINE ZELMAT

Encadrant: Mr. AHMED REZIGUA

Année Universitaire : 2025 / 2026

Remerciements :

Je tiens en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.

Je remercie également mon encadrant d'avoir accepté de me guider durant la période de ce travail.

L'adresse mes respectueux remerciements à tous membres du jury.

Le tiens aussi à exprimer ma gratitude envers tous les enseignants de génie civil qui ont contribué à ma formation.

En fin, je remercie toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

DEDICACES :

Je tien tout d'abord à remercier toute ma famille pour son soutien, ses encouragements et sa présence à mes côtés tout au long de mon parcours.

Je remercie tout particulièrement ma chère maman, qui a beaucoup sacrifié pour nous et qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage de continuer à progresser dans mes études.

Résumé :

L'accroissement urbain des villes algériennes a conduit à une prédominance de l'habitat à haute densité dans le paysage immobilier. En effet, la demande croissante de logements, sous différentes formes, pousse les autorités locales à adopter des stratégies d'aménagement visant à minimiser l'empreinte au sol tout en privilégiant la verticalité.

La démarche entreprise dans le cadre de ce travail de fin d'étude repose sur la proposition d'une structure en hauteur spécifique. Notre choix s'est porté sur la conception d'un bâtiment à 7 étages, située à Oran, une zone classée en catégorie IIa selon les normes parasismiques algériennes. Cette sélection nous amène à explorer un système de construction qui n'a que peu été mis en œuvre en Algérie.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier, à l'aide de la modélisation numérique réalisée avec le logiciel Robot, le comportement de cette bâtiment, conçue comme une structure composée de poteaux et de poutres. Cette étape est précédée systématiquement par une phase de prédimensionnement des éléments structuraux et une analyse des éléments non-structuraux.

Suite à l'analyse des résultats de la simulation, nous procéderons à la conception détaillée du ferrailage des éléments structuraux et des fondations. Enfin, nous réaliserons une étude économique et établirons un planning des travaux afin d'estimer le coût global de ce projet.

En conclusion, ce mémoire a pour objectif de démontrer que ce type de structure est adapté aux villes connaissant une sismicité modérée, offrant des avantages tant en termes de coût que de délais de réalisation.

Abstract:

The urban growth of Algerian cities has led to a predominance of high-density housing in the real estate landscape. Indeed, the increasing demand for housing, in various forms, is pushing local authorities to adopt planning strategies aimed at minimizing the building footprint while prioritizing vertical development.

The approach undertaken in this final year project is based on the proposal of a specific high-rise structure. We chose to design a 7-story building located in Oran, an area classified as category IIa according to Algerian seismic standards. This selection leads us to explore a construction system that has been implemented only rarely in Algeria.

The main objective of this work is to study, using numerical modeling with the Robot software, the behavior of this building, designed as a column-and-beam structure. This step is systematically preceded by a preliminary sizing phase for the structural elements and an analysis of the non-structural elements.

Following the analysis of the simulation results, we will proceed with the detailed design of the reinforcement for the structural elements and foundations. Finally, we will conduct an economic study and establish a work schedule to estimate the overall cost of this project.

In conclusion, this thesis aims to demonstrate that this type of structure is suitable for cities experiencing moderate seismicity, offering advantages in terms of both cost and construction time.

ملخص:

الطلب أن والواقع. العقاري المشهد في الكثافة عالي الإسكان هيمنة إلى الجزائرية للمدن الحضري النمو أدى تهدف تنمية استراتيجيات تبني إلى المحلية السلطات يدفع مختلفة، بأشكال الإسكان، على المتزايد. الرأسي الاتجاه تفضيل مع حد أدنى إلى البصمة تقليل إلى

وقع. محدد ارتفاع هيكل اقتراح على هذا الدراسة نهاية عمل من كجزء المتبع النهج يعتمد مصنفة منطقة وهي وهران، مدينة في يقع ، طوابق 7 من مكونة عمارة تصميم على اختيارنا بناء نظام استكشاف إلى الاختيار هذا يقودنا. الجزائرية الزلزالية المعايير حسب IIa الفئة ضمن. الجزائر في تنفيذه يتم ما نادراً

أعمدة من مكون كهيكل المصمم البرج، هذا سلوك دراسة هو العمل هذا من الرئيسي الهدف هذه تسبق Robot. برنامج باستخدام تنفيذهها تم التي الرقمية النمذجة باستخدام وعوارض، الهيكلية غير العناصر وتحليل الهيكلية للعناصر التحجيم قبل ما مرحلة منهجي بشكل الخطوة

والأساسات الإنشائية العناصر لتدعيم التفصيلي التصميم إلى سننتقل المحاكاة، نتائج تحليل وبعد لهذا الإجمالية التكلفة لتقدير عمل جدول ووضع اقتصادية دراسة بإجراء سنقوم وأخيراً، المشروع.

من تعاني التي للمدن مناسب الهياكل من النوع هذا أن إثبات إلى الأطروحة هذه تهدف الختام، في الإنجاز ووقت التكلفة حيث من مزايا يوفر مما معتدل، زلزال

SOMMAIRE:

INTRODUCTION GENERAL	16
CHAPITRE1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DU MATERIAUX.....	18
1.Introduction :	18
2. Implantation de l’ouvrage :	18
3. Présentation du l’ouvrage :	18
4. Caractéristiques géométriques :	18
5. Caractéristiques géotechnique du sol :	19
6. Description technique de la structure :	19
6.1. Structure principale :	19
6.2. Voiles :	19
6.3. Portiques :	19
7. Structure secondaire :	19
7.1. Planchers :	19
7.2. Les escaliers :	20
7.2.1. Maçonneries :	20
7.2.2. Revêtements :	20
7.2.3. Ascenseur :	20
7.2.4. Isolation :	20
7.2.5. Acrotère :	21
7.3. Les fondations :	21
8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	21
8.1. Béton :	21
8.1.1. Composition moyenne du béton :	21
8.1.2. La résistance caractéristique du béton :	21
8.1.3. Déformations longitudinales du béton :	22
8.1.4. Coefficient de poisson :	22
8.1.4. Diagrammes déformation-contraintes de béton :	22
8.1.5. Les contraintes limites :	22

8.2. Acier :	23
8.2.1. Définition :	23
8.2.2. Caractéristique mécanique :	23
CHAPITRE2 : PREDIMENSIONNEMENT	26
1. Introduction :	26
2. Prédimensionnement :	26
2.1. Le prédimensionnement des poutres :	26
2.1.1. Les poutres principales :	26
2.1.2. Les poutres secondaires :	26
2.2. Le prédimensionnement des planchers :	27
Plancher à corps creux :	27
Calcul des charges du plancher à corps creux :	28
2.3. Le prédimensionnement des poteaux :	29
2.4. Le prédimensionnement des voiles :	31
2.5. Le prédimensionnement de l'acrotère :	32
2.6. Le prédimensionnement des balcons :	32
2.7. Le prédimensionnement des escaliers :	33
CHAPITRE3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	36
1. Introduction :	36
2. Étude des poutrelles :	36
2.1. La méthode de calcul :	37
1.3. Ferrailage de la poutrelle :	37
1.4. Calcul du ferrailage de la poutrelle :	37
1.5. Calcul du ferrailage de la dalle de compression :	40
3. Étude du Balcon :	41
3.1. Déterminations des efforts :	41
3.2. Ferrailage de la dalle du balcon :	42
4. Étude de l'acrotère :	43
4.1. Évaluation des sollicitations du calcul :	43
4.2. Ferrailage de l'acrotère :	44
5. Etude des escaliers :	46
5.1. Combinaisons des charges :	46
5.2. Calcul des sollicitations des escaliers :	47
5.3. Calcul du ferrailage :	48
CHAPITRE4 : L'ETUDE DYNAMIQUE	53

1.Introduction :.....	53
2.Choix de la méthode de calcul :.....	53
3.Présentation du logiciel Robot structural Analysis :.....	53
4.Classification de la structure :.....	54
5. Groupe d'importance de la structure :	55
6. Calcul du facteur de qualité :	56
7. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	57
7.1. Principe :	57
7.2. Le spectre de calcul :	57
7.3. La force sismique totale :	58
7.4. Résultats de la méthode modale spectrale :.....	59
7.4.1. La période fondamentale de la structure :	59
7.6. Vérification du taux de participation modale :	60
7.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :	62
9.Évaluation de la structure :.....	63
9.1. Combinaisons d'actions :	63
9.2. Justification vis-à-vis de la résistance :	64
9.3. Justifications vis-à-vis de la ductilité :	64
9.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	64
9.5. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :	64
9.6. Justification de la stabilité des fondations :	65
10. Vérification des déplacements inter-étages :	65
11. Vérification de l'effet P-delta :	65
12. Vérification au renversement :	66
CHAPITRE5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	70
1. Introduction :	70
2. Etude des poutres :	70
2.1. Les recommandations pour les poutres selon le RPA2024 :	70
2.2. Ferrailage des poutres :	70
3. Etude des poteaux :	74
3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024 :	74
3.2. Ferrailage des poteaux :	75
3.3. Calcul du ferrailage d'un poteau:	76

.....	4. Etude des voiles :	
.....		80
4.1. Procédure du ferrailage :		80
4.2. Types d'armatures :		81
4.3. Exemple de ferrailage des voiles :		82
CHAPITRE6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		87
1.Introduction :		87
2. Le radier général :		87
3. Etude du radier général :		87
3.1. Prédimensionnement :		87
3.2. Vérification des contraintes dans le sol :		90
4. Exemple de ferrailages du radier :		91
CONCLUSION GENERAL		95

Liste des figures :

Figure 1: Implantation du plan.....	18
Figure 2: Les composants des escaliers	20
Figure 3: Diagramme déformation-contrainte	22
Figure 4: Diagramme contrainte limite.....	23
Figure 5: Coupe transversale d'une poutre principale	26
Figure 6: Coupe transversale d'une poutre secondaire	27
Figure 7: Coupe d'un plancher à corps creux	27
Figure 8: Disposition des matériaux pour planchers à corps creux	28
Figure 9: Disposition des matériaux de plancher à corps creux de l'étage courant.....	28
Figure 10: Le poteau le plus sollicitée.....	31
Figure 11: Le voile.....	31
Figure 12: Section transversale de l'acrotère	32
Figure 13: Schéma d'un escalier	33
Figure 14: La section de ferrailage	38
Figure 15: ferrailage de la poutrelle	41
Figure 16: Schéma statique du balcon.....	42
Figure 17: Ferrailage du balcon.....	43
Figure 18: Coupe transversale de l'acrotère.....	43
Figure 19: Ferrailage de l'acrotère	46
Figure 20: Plan de la cage d'escalier.....	46
Figure 21: Dimension d'étage courant	47
Figure 22: schéma statique de l'escalier étage courant.....	47
Figure 23: Figure des escaliers étage courant ELU et ELS.....	48
Figure 24: Schéma de ferrailage escalier étage courant	51
Figure 25: Vue en 3D de la structure.....	54
Figure 26: Disposition des voiles	54
Figure 27: Mode1	61
Figure 28: Mode2	62
Figure 29: Mode3	62
Figure 30: L'effet de renversement.....	67

Figure 31: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	74
Figure 32: Schéma de ferrailage de la poutre principale	74
Figure 33: Coupe du poteau du RDC	76
Figure 34: Schéma de ferrailage des poteaux	80
Figure 35: Schéma d'un voile	80
Figure 36: Disposition des voiles	82
Figure 37: Le voile étudiée.....	83
Figure 38: Le voile étudiée.....	83
Figure 39: Les dimensions du radier	89
Figure 40: Distribution des contraintes de cisaillement sens X	90
Figure 41: Distribution des contraintes de cisaillement sens Y	90
Figure 42: schéma des contraintes de sol à élu	90
Figure 43: schéma des contraintes de sol a ELS.....	91
Figure 44: Ferrailage du radier	94
Figure 45: Plan AutoCad.....	96

Liste des tableaux :

Tableau1 : caractéristique géométrique du bâtiment.....	18
Tableau2 : Composition moyenne du béton.....	21
Tableau3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	24
Tableau4 : charges du plancher terrasse.....	28
Tableau5 : Charges d'étage courant.....	29
Tableau6 : Dimensionnement des poteaux.....	30
Tableau7 : Choix des sections des poteaux.....	31
Tableau8 : Bilan des charges de l'acrotère.....	32
Tableau9 : Charge de la dalle pleine du balcon.....	32
Tableau10 : Caractéristiques d'escaliers.....	33
Tableau11 : Charges de la dalle pleine du palier.....	34
Tableau12 : Charges de la dalle pleine de la paillasse.....	34
Tableau 13 : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.....	37
Tableau14 : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.....	37
Tableau15 : Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles.....	41
Tableau 16 : Eléments de réduction (M,T) du balcon.....	42
Tableau17 : Les charges de l'acrotère.....	44
Tableau 18 : Sollicitations de calcul de l'acrotère.....	44

Tableau 19 : $M_{\max}$ en appui et en travée et $T_{\max}$ de l'escalier du RDC étage courant.....	48
Tableau20 : Tableau du ferrailage des escaliers d'étage courant.....	50
Tableau21 : Classification des zones sismique.....	54
Tableau22 : Valeurs de coefficient de comportement.....	55
Tableau23 : Les conditions du facteur de qualité.....	56
Tableau24 : Coefficients d'accélération.....	58
Tableau25 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	59
Tableau26 : Les Périodes selon la classification.....	59
Tableau27 : Taux de participations modale.....	61
Tableau28 : Vérification de la résultante sismique.....	63
Tableau29 : Vérification de la résultante sismique (après l'augmentation).....	63
Tableau30: Évaluation des excentricités.....	63
Tableau 31 : les valeurs des déplacements limite selon les types des structures.....	65
Tableau32 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	65
Tableau33 : Vérification effets $P\Delta$ du second ordre sens x-x.....	66
Tableau34 : Vérification effets $P\Delta$ du second ordre sens y-y.....	66
Tableau35 : Vérification au renversement au sens x-x.....	67
Tableau36 : Vérification au renversement au sens y-y.....	67
Tableau37 : Taux des charges portées par les voiles.....	68
Tableau38 : Sollicitations de calcul maximales des poutres.....	71
Tableau39 : Tableau du ferrailage des poutres.....	73
Tableau40 : Eléments de réduction les plus défavorables du poteau.....	76
Tableau41 : Tableau du ferrailage des poteaux.....	79
Tableau42 : les sollicitations de calcul.....	83
Tableau43 : Le ferrailage des voiles.....	85
Tableau44 : Les sollicitations de calcul.....	92
Tableau45 : Les sollicitations maximale.....	92
Tableau46 : Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.....	93

Liste des notations :

BAEL :	Béton armé à l'état limite
RPA :	Règlement parasismique Algérien
ELUR :	Etat limite ultime de résistance
ELS :	Etat limite de service
G :	Charge permanents
Q ; P :	Charge d'exploitation
E :	Charge sismique
Qu :	Chargement ultime
Qs :	Chargement de service
Mf :	Moment fléchissant
Mt :	Moment de flexion en travée
Ma :	Moment de flexion en appui
Md:	Moment en appui droite
Mg:	Moment en appui gauche
N:	Effort normal
Td:	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg:	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28:	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} :	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij} :	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj} :	Module de déformation longitudinale différée
γ_s :	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b :	Coefficient de sécurité pour le béton
H:	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
B:	Largeur des éléments
h_0 :	Hauteur de la table de compression
σ_b :	Contrainte de calcul dans le béton
σ_b :	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s :	Contrainte de calcul dans l'acier
σ_s :	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle de calcul
τ_u :	Contrainte tangentielle limite
$\emptyset t$:	Diamètre des armatures
S:	Espacement entre armatures transversales
A_u :	Armatures calculées à l'ELUR
A_s :	Armatures calculées à ELS
A:	Armatures en appuis
A_t :	Armatures en travées
L_f :	Longueur de flambement
L_x :	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y :	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
F:	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)

INTRODUCTION GENERAL

La construction a toujours occupé une place importante dans la vie de l'homme, car elle répond à un besoin fondamental : se loger et assurer sa sécurité. Au fil du temps, la réalisation des ouvrages de bâtiment a suscité de nombreuses réflexions, notamment en ce qui concerne le choix du type de structure le plus adapté, afin de garantir à la fois la stabilité, la sécurité et l'économie du projet.

La construction regroupe l'ensemble des techniques permettant de concevoir et de réaliser des ouvrages durables et fonctionnels. Elle nécessite une bonne connaissance des solutions techniques disponibles, de leurs avantages, de leurs limites ainsi que de leurs coûts, tout en tenant compte des contraintes liées au site et aux conditions d'exécution. Une analyse rigoureuse de ces éléments permet de réduire les risques d'imprévus lors de la réalisation des travaux.

L'Algérie fait partie des pays exposés à une activité sismique importante, en particulier dans sa région nord. Les séismes survenus au cours des dernières décennies ont provoqué des pertes humaines considérables et d'importants dégâts matériels. Cela montre la nécessité de concevoir des bâtiments capables de résister efficacement aux actions sismiques.

Dans ce contexte, le rôle de l'ingénieur en génie civil est essentiel. Il doit concevoir des structures présentant une résistance et une rigidité suffisantes face aux sollicitations sismiques, tout en respectant les exigences fonctionnelles, économiques, architecturales et réglementaires, afin d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Le choix du système structural dépend de plusieurs paramètres, tels que la hauteur du bâtiment, la nature et la capacité portante du sol, ainsi que les contraintes architecturales. Ces éléments influencent directement le comportement global de la structure et sa réponse aux actions extérieures.

Le projet faisant l'objet de cette étude consiste en l'analyse d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation, réalisé en béton armé. L'objectif principal de ce travail est d'effectuer une étude structurale permettant de comprendre le comportement du bâtiment, à travers le prédimensionnement et le calcul des différents éléments porteurs, conformément aux règlements en vigueur.

Cette étude est organisée comme suit : le premier chapitre présente le projet dans sa globalité, en décrivant l'ouvrage, sa structure et les matériaux utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement et au calcul des éléments principaux de la structure. Enfin, le troisième chapitre traite l'étude des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et autres éléments.

Chapitre 1 :

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DU MATERIAUX

CHAPITRE1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DU MATERIAUX

1.Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé repose sur une bonne compréhension des principes fondamentaux du calcul et du comportement des matériaux. Ces connaissances permettent à l'ingénieur de concevoir une structure fiable, durable et conforme aux exigences de sécurité et d'économie.

Dans ce premier chapitre, nous présentons le projet de notre étude à travers une description générale de l'ouvrage, de son implantation et de ses principaux éléments structuraux.

2. Implantation de l'ouvrage :

Le sujet de construction de cette étude présente un bâtiment R+7 à usage d'habitation en béton armé, elle sera implantée à la wilaya d'Oran exactement à ES-SENIA qui est classée comme zone de moyenne sismicité VI selon l'RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2

3. Présentation du l'ouvrage :

La structure est un bâtiment à usage habitation, constitué d'un rez-de-chaussée avec une surface de 661,88 m², et de sept étages avec 2 appartements de type F3 et 2 appartements de type F4 par étage, ce qui donne 28 logements en tout.



FIGURE 1: IMPLANTATION DU PLAN

4. Caractéristiques géométriques :

Tableau1 : caractéristique géométrique du bâtiment

Longueur totale	35.5m
Largeur totale	19.2m
Hauteur totale	25.08m

Hauteur d'étage courant	3.06m
Hauteur de RDC	3.06m

5. Caractéristiques géotechnique du sol :

-Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

-La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ Bars

-Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ kN/m}^3$

-L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

-Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site ferme).

6. Description technique de la structure :

6.1. Structure principale :

Les normes parasismiques Algériennes, RPA 2024, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone 6.

6.2. Voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, généralement en béton armé. Ils assurent la stabilité de la structure face aux actions horizontales (vent, séismes...).

Les voiles reprennent et transmettent les charges verticales et horizontales vers les fondations ils limitent les déformations et déplacements du bâtiment.

6.3. Portiques :

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

7. Structure secondaire :

7.1. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment.

Ils servent à séparer les niveaux et à supporter les charges (poids propre, occupants, mobilier).

Les charges sont transmises aux poutres, murs poteaux ou poteaux, ils assurent aussi une fonction d'isolation thermique et acoustique.

Nous avons opté pour des planchers en corps creux et on dalle pleine pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Raison économique
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes

-Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

7.2. Les escaliers :

Les escaliers (figure2) sont des ouvrages reliant deux niveaux d'un bâtiment, Ils permettent le passage entre les étages tout en assurant la stabilité et le confort d'usage.

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

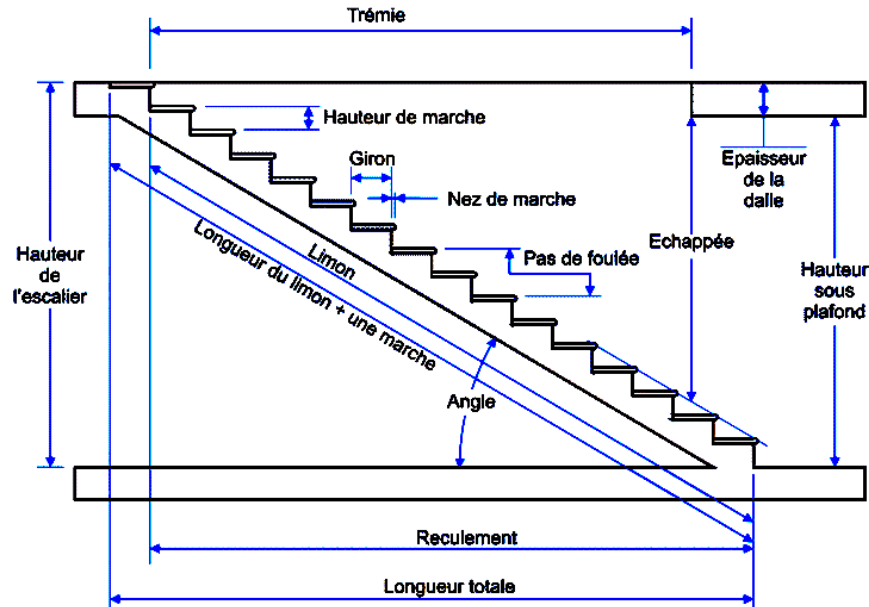


FIGURE 2: LES COMPOSANTS DES ESCALIERS

7.2.1. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 5cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15cm.

7.2.2. Revêtements :

Les planchers et les escaliers seront recouverts de carrelage et les salles d'eau et les cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers sont enduits par du ciment, par contre les cloisons intérieures et les plafonds sont enduits par du plâtre.

7.2.3. Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur conçu par un noyau central (entouré de murs voiles).

7.2.4. Isolation :

-L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

-L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

7.2.5. Acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé et la terrasse est inaccessible.

7.3. Les fondations :

Les fondations sont les éléments structuraux situés à la base d'un ouvrage, elles servent à transmettre et répartir les charges de la construction (poids propre, charges d'exploitation, actions climatiques) vers le sol porteur, afin d'assurer la stabilité et d'éviter les tassements excessifs ou le glissement de la structure.

Les fondations sont conçues en fonction de la nature du sol, de la profondeur du bon sol et de l'importance des charges à supporter. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristiques, physique, chimique et mécanique des matériaux (béton, acier).

8.1. Béton :

8.1.1. Composition moyenne du béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton ou propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans les conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25MPA**.

Tableau2 : Composition moyenne du béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800l	400l	7 sacs	180l
Poids (Kg)	1200	600	350	180

8.1.2. La résistance caractéristique du béton :

- En compression « fcj »

La résistance caractéristique a la compression a l'âge de 28 jours est de : **fcj = 25 MPA**

A un âge j < 28 jours : $fcj = \frac{j}{4.67+0.83j} \times fc28$ pour : $fc28 \leq 40$ [MPA]

- En traction « ftj »

La résistance caractéristique a la traction du béton : **ftj = 2.1MPA** déduite de la formule :

$$ftj = 0.6 + 0.6fcj$$

8.1.3. Déformations longitudinales du béton :

- Déformations instantanées « E_{ij} »

Déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)

- Déformations différées « E_{vj} »

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

8.1.4. Coefficient de poisson :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

8.1.4. Diagrammes déformation-contraintes de béton :

1. Le diagramme « parabole rectangle » ;
2. Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi ;
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « Parabole rectangle »

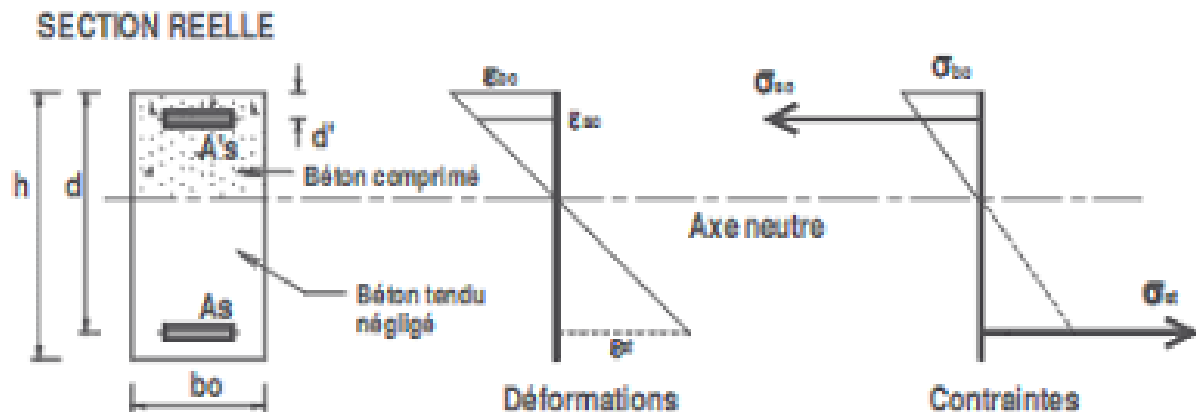


FIGURE 3: DIAGRAMME DEFORMATION-CONTRAINTE

8.1.5. Les contraintes limites :

- Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont considérées résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorable. La contrainte limite du béton en compression est : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

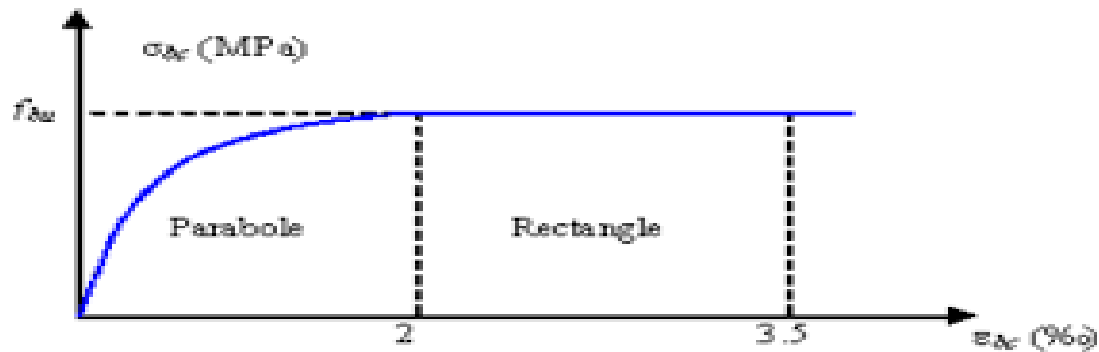


FIGURE 4: DIAGRAMME CONTRAINTE LIMITE

Notation :

$\theta = 1$ durée $> 24h$

$\theta = 0.9$ $1h < \text{durée} < 24h$

$\theta = 0.85$ durée $< 1h$

$\gamma_b = 1.5$ (combinaison courantes).

$\gamma_b = 1.15$ (combinaisons accidentelles).

•Etat limite service :

La contrainte de compression du béton est limitée est $0.6f_{cj}$

•Contrainte limite de cisaillement :

$\tau = 3.33\text{MPa}$ fissuration peut préjudiciable. Déduire de la formule suivante :

$$\tau = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$$

$\tau = 2.5$ [MPa] fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduire de la formule suivante :

$$\tau = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$$

8.2. Acier :**8.2.1. Définition :**

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

-Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone

-Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : **$E=200000\text{MPa}$** .

8.2.2. Caractéristique mécanique :

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau3 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique (MPa)	$\epsilon_{es}\%$
Barre HA	FeE500	500	12
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis soudé	$\Phi \leq 6mm$	250	2.261

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont trois types :

- Les ronds lisses de nuance Fe215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE500 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés pour les hourdis des planchers est corps creux.

a) Module d'élasticité longitudinale :

•Etat limite ultime :

Si $\epsilon_s < \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

Si $\epsilon_s \geq \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

•Etat limite de service :

-La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

-Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.

-Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \text{ MPa}$

-Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration

Avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

Chapitre2 :

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE2 : PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction :

Le prédimensionnement vise à effectuer une estimation préliminaire des dimensions des différents éléments porteurs. Il est nécessaire de respecter les normes en vigueur telles que le RPA99.

Il est important de noter que les résultats obtenus ne sont pas définitifs et qu'ils peuvent être ajustés après vérification au cours de la phase de dimensionnement ultérieure.

2. Prédimensionnement :

2.1. Le prédimensionnement des poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91 mode 99 les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA99 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

2.1.1. Les poutres principales :

$$L_{max}=5.23m=523cm$$

$$\frac{523}{15} \leq h \leq \frac{523}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 52.3 \Rightarrow h = 45cm$$

$$\text{Donc : } 0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 10 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30cm$$

Alors : **Les dimensions de la poutre principale : (30x45)cm²**

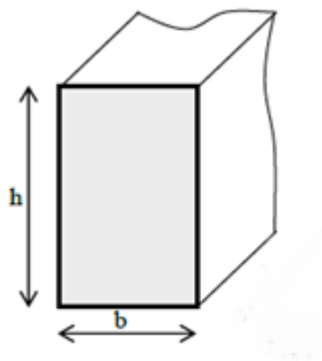


FIGURE 5: COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE PRINCIPALE

2.1.2. Les poutres secondaires :

$$L_{max}=4.43m=443cm$$

$$\frac{443}{15} \leq h \leq \frac{443}{10} \Rightarrow 29.53 \leq h \leq 44.3 \Rightarrow h = 40cm$$

Donc : $0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30\text{cm}$

Alors : **Les dimensions de la poutre secondaire : (30x40)cm²**

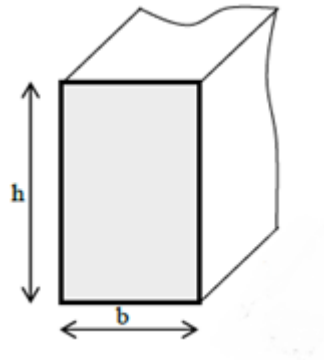


FIGURE 6: COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE SECONDAIRE

2.2. Le prédimensionnement des planchers :

Plancher à corps creux :

On appelle plancher corps creux (figure7) l'ensemble constitué de nervure (poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

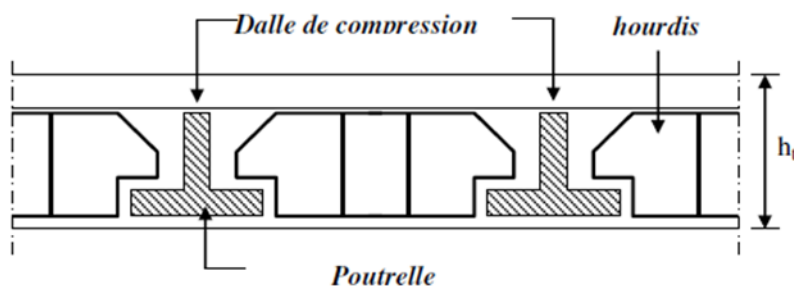


FIGURE 7: COUPE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX

La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule suivante :

$$\frac{443}{25} \leq ep \leq \frac{443}{20}$$

$$17.72\text{cm} \leq ep \leq 22.15\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher à corps creux $h=20\text{cm}$ (16+4)

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20\text{ cm}$).

Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60\text{ cm}$).

Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12\text{ cm}$).

Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4\text{ cm}$).

Largeur effective est de 60 cm ($b = 60$ cm).

Calcul des charges du plancher à corps creux :

•Plancher terrasse :

La terrasse est une zone inaccessible et réaliser en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

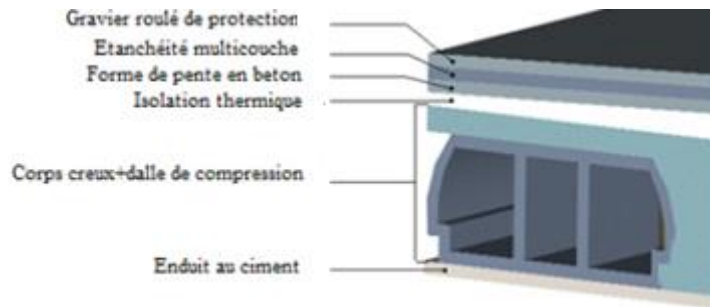


FIGURE 8: DISPOSITION DES MATERIAUX POUR PLANCHERS A CORPS CREUX

Tableau4 : charges du plancher terrasse

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillon	0.04	20	0.8
Étanchéité multicouche	0.02	12	0.24
Forme de pente 1%	0.12	20	1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2.8
Enduit plâtre	0.01	10	0.1

► La charge permanente : $G=5.1\text{kN/m}^2$

► La charge d'exploitation : $Q=1\text{kN/m}^2$

ELU : $1,35G+1,5Q=8,385\text{kN/m}^2$

ELS = $G+Q= 6,1\text{kN/m}^2$

•Plancher étage courant :

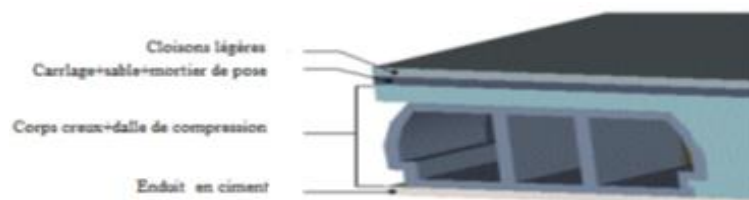


FIGURE 9: DISPOSITION DES MATERIAUX DE PLANCHER A CORPS CREUX DE L'ETAGE COURANT

Tableau5 : Charges d'étage courant

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Dalle de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Chappe de mortier	0.02	20	0.4
Enduit plâtre	0.01	10	0.10
Dalle corps creux (16+4)	/	/	2.8
Cloisons intérieures	/	/	1

► La charge permanente : **G=5.06kN/m²**

► La charge d'exploitation : **Q=1.5kN/m²**

ELU : $1,35G+1,5Q= 9,081\text{kN/m}^2$

ELS = $G+Q=6,56\text{kN/m}^2$

● Les poids sont extraits selon le DTR

2.3. Le prédimensionnement des poteaux :

Vérification des conditions de flambement et la loi de dégression :

La loi de dégression consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50.Q sauf pour le dernier et avant- dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale.

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux et la vérification des conditions des flambements de ce projet (Tableau 6).

Les prédimensionnements des poteaux sont au tableau ci-dessus :

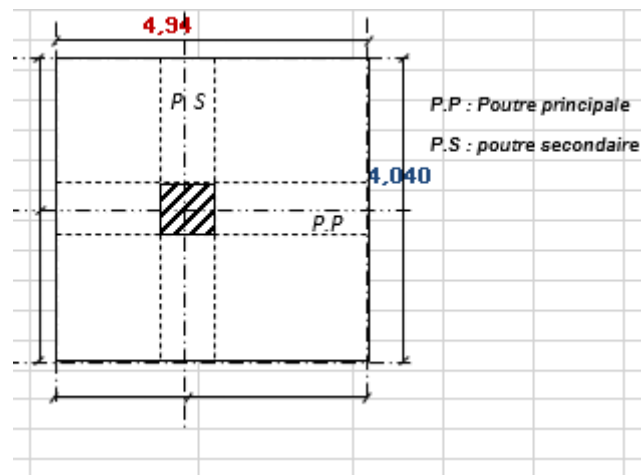
Tableau6 : Dimensionnement des poteaux

ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
haut 7 eme etage	5,100	1	20,007	16,362		0,000	167,344	203,713	148,681	130,744	13,434	30	16,481	24,735
haut 6 eme etage	10,16	2,5	40,014	32,724		24,320	348,579	445,637	324,558	286,012	18,912	30	20,803	24,735
haut 5 eme etage	15,22	3,85	60,021	49,086		32,400	525,324	666,831	485,411	427,975	22,688	30	25,440	20+P25
haut 4 eme etage	20,28	5,05	80,028	65,448		40,480	697,578	883,534	643,271	567,056	25,813	30	29,286	24,735
haut 3 eme etage	25,34	6,1	100,035	81,810		48,559	865,342	1095,746	798,137	703,255	28,519	35	32,622	21,201
haut 2 eme etage	30,4	7	120,042	98,172		59,557	1028,615	1306,385	952,170	838,445	30,956	40	35,631	18,551
haut 1 eme etage	35,46	7,75	140,049	114,534		73,921	1187,397	1515,901	1105,704	972,913	33,192	40	38,396	18,551
haut rdc	40,52	8,5	160,056	130,896		88,285	1346,180	1725,417	1259,238	1107,381	35,277	45	40,975	16,490
haut avant poteau	40,52	8,5	160,056	130,896	30,777	106,464	1346,180	1774,373	1295,502	1138,802	35,746	45	41,561	10,778
haut semelle	40,52	8,5	160,056	130,896	30,777	117,399	1346,180	1785,308	1303,602	1145,820	35,850	45	41,691	0,000

Tableau7 : Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
RDC	45x45
1 ^{ère} -2 ^{ème} étages	40x40
3 ^{ème} étage	35x35
4 ^{ème} étage	30x30
5 ^{ème} étage	30x30
6 ^{ème} étage	30x30
7 ^{ème} étage	30x30

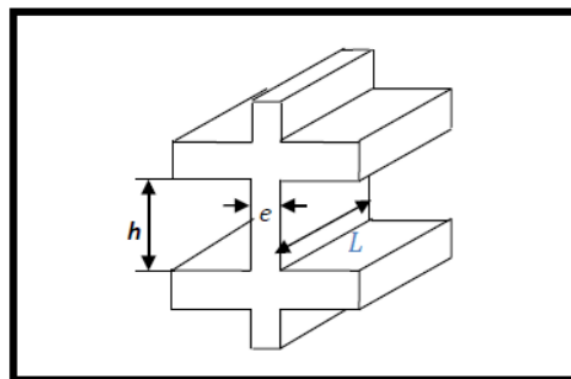
- Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 10 :

**FIGURE 10: LE POTEAU LE PLUS SOLLICITEE**

2.4. Le prédimensionnement des voiles :

Le prédimensionnement des voiles en béton armé est exigé par la condition du RPA2024 pour les voiles linaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est à $\geq \frac{h_e}{20}$.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

**FIGURE 11: LE VOILE**

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = 266 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte que l'épaisseur du voile adopté pour l'ensemble de la structure est de **15cm**.

2.5. Le prédimensionnement de l'acrotère :

Tableau8 : Bilan des charges de l'acrotère

Description	e(m)	γ (kN/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.02	18	0.36
Béton	0.1	25	2.5
Enduit ciment inférieur	0.02	18	0.36

► La charge permanente : $G = 3.22 \text{ kN/m}^2$

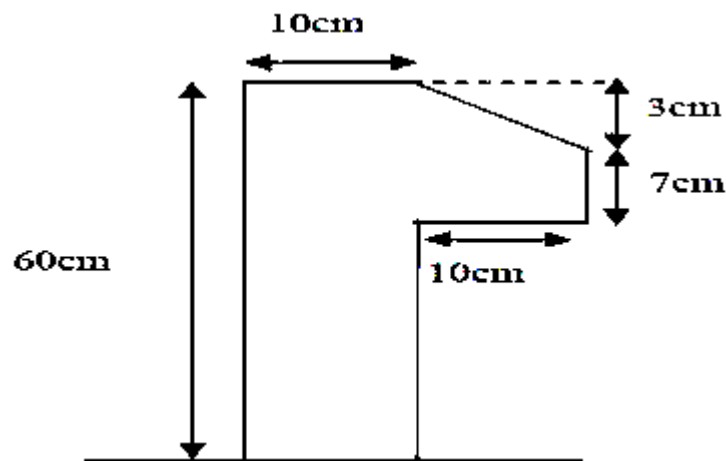


FIGURE 12: SECTION TRANSVERSALE DE L'ACROTERE

2.6. Le prédimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles, l'épaisseur adoptée pour les balcons est de **15 cm**.

Tableau9 : Charge de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	18	0.1	0.18
Lit de sable	18	0.2	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	18	0.2	0.36

► La charge permanente : $G = 5.05 \text{ kN/m}^2$

► La charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q = 12.068 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} = G + Q = 8.55 \text{ kN/m}^2$$

2.7. Le prédimensionnement des escaliers :

Un escalier (Figure13) est un ouvrage de construction composé d'une succession de marches permettant de relier verticalement différents niveaux d'un bâtiment.

Il assure la circulation des personnes entre les étages tout en garantissant la sécurité et le confort de déplacement.

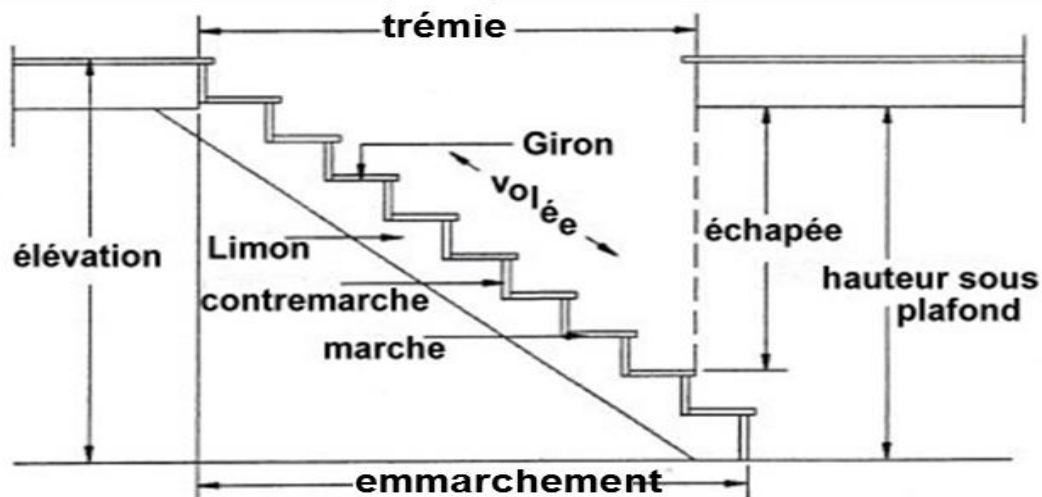


FIGURE 13: SCHEMA D'UN ESCALIER

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$.

En prenant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

Tableau10 : Caractéristiques d'escaliers

Étage	
$h_e \text{ (m)}$	3.06
$N_{\text{contre marche}}$	18
$N_{\text{contre marche volée}}$	9
$h_{\text{volée1}} \text{ (m)}$	1.53
$h_{\text{volée2}} \text{ (m)}$	1.53

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 285 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20}$$

$$\Rightarrow 9.5\text{cm} \leq e_p \leq 14.25\text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de **12cm**.

Tableau11 : Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	24	0.025	0.6
Mortier de pose	18	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3
Enduit de ciment	18	0.02	0.36

► La charge permanente : **G=4.72kN/m²**

► La charge d'exploitation : **Q=2.5kN/m²**

Tableau12 : Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement horizontale	24	0.025	0.6
Revêtement verticale	24	0,025. (0,17/0,3)	0.34
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0,12/ Cos29.54	2.3
Poids propre des marches	22	0.17.(1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0.01	0.18

► La charge permanente : **G=5.69kN/m²**

► La charge d'exploitation : **Q=2.5kN/m²**

CHAPITRE3 :

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

CHAPITRE3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre structure, il y a deux types de planchers ; les planchers à corps creux et les planchers à la dalle pleine.

2. Étude des poutrelles :

On a 4 types des solives :

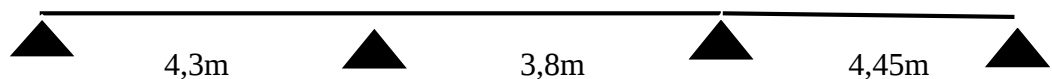
Type1 :



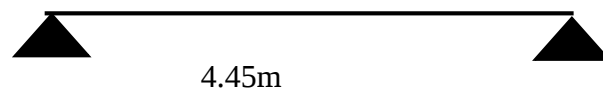
Type2 :



Type3 :



Type4 :



2.1. La méthode de calcul :

On peut déterminer les différentes sollicitations des poutrelles avec le RDM6 :

Tableau 13 : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etagé		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	8.91	6.43	-14.15	-10.22	20.47	14.78
	Terrasse	8.22	5.98	-13.07	-9.51	18.90	13.74
2	Etage courant	13.75	9.94	-16	-11.55	2.32	16.79
	Terrasse	12.70	9.24	-14.76	-10.74	21.46	15.61
3	Etage courant	15.1	10.91	-16.2	-11.71	-23.85	-17.23
	Terrasse	13.94	10.14	-14.97	10.89	-22.02	-16.02
4	Etage courant	22.48	16.42	-8.97	-3.73	2.02	14.60
	Terrasse	2.08	15.09	-2.79	-4.33	18.67	1.36

1.3. Ferrailage de la poutrelle :

Les moments les plus défavorables utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupés dans le Tableau 14 :

Tableau14 : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moments en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN.m]
ELU	22.48	-16.2	-23.85
ELS	16.42	-11.71	-17.23

1.4. Calcul du ferrailage de la poutrelle :

● **État limite ultime (ELU) :** $M_{t_{max}}^u = 22.48 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec :

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t\max}^u = 22.48 \text{ kN.m} < M_T = 54.528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

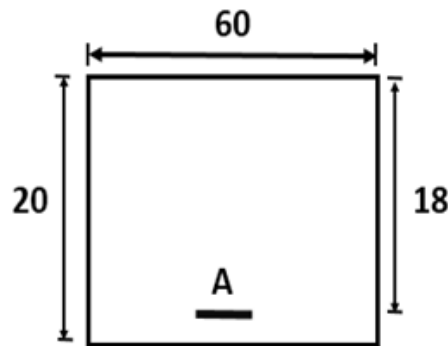


FIGURE 14: LA SECTION DE FERRAILLAGE

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22480}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.08143$$

$$\mu = 0.08143 < \mu_l = 0.372 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

Détermination des armatures :

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22480}{435 \times 0.958 \times 18} = 3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 16.42 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠

Acier FeE500 Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{t\max}^u}{M_{t\max}^s} = \frac{22.48}{16.42} = 1.38$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,130 \text{ (*Condition vérifiée*)}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 23.85 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{\max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 23.85 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{500} \left[23850 + \frac{22480}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{23850}{12 \times 18 \times 100} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91] :

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min} \right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{avec:} \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \quad \text{[BAEL 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm} \quad \text{[BAEL 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

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

1.5. Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \quad A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre (A.R).

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

$f_e=520 \text{ MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$2\text{HA6 } A_1 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

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

$$3\text{HA6 } A_2 = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacés de 20 cm dans les deux sens.

Tableau15 : Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2 HA10	2HA6
En travée	3 HA10	3HA6

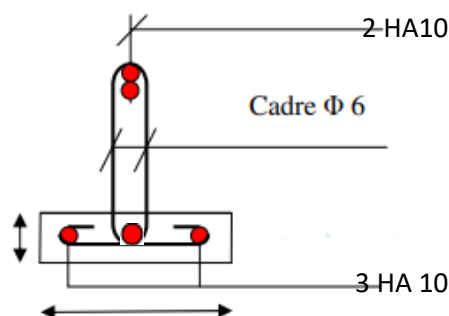
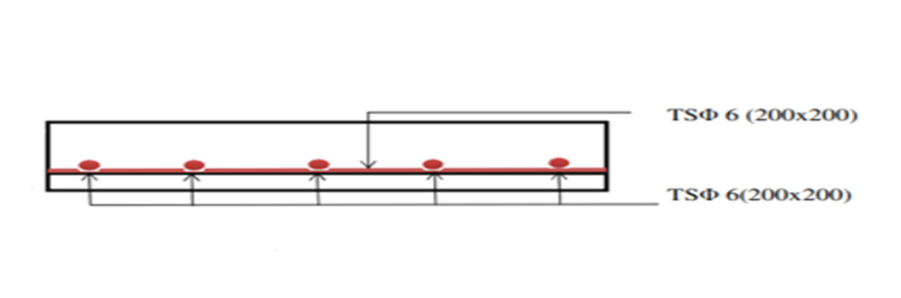


FIGURE 15: FERRAILAGE DE LA POUTRELLE

3. Étude du Balcon :

3.1. Déterminations des efforts :

Charges permanentes : $G_1 = 5,05\text{kN/m}^2$

Charges d'exploitations : $Q_1 = 3,5\text{kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 16 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 16.



FIGURE 16: SCHEMA STATIQUE DU BALCON

Tableau 26 : Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN.m]
ELU	-3.20	-7.84
ELS	-2.42	-5.55

3.2. Ferrailage de la dalle du balcon :

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,2 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,2}{2,42} = 1,32$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,033 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow (\text{On n'utilise pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0,033 < 0,29 \rightarrow \text{On opte pour la méthode simplifiée}$$

$$\text{Calculer } Z_b : Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0,6 \times 0,012)$$

$$Z_b = 134,028 \text{ mm}$$

$$\text{Calculer } A_I : \mu_{bu} = \frac{M_u(\max)}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{3,2 \times 10^6}{132,327 \times 435} = 55,59 \text{ mm}^2 = 0,5559 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{1,84}{4} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement de 20 cm

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Article A.5.1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{7.84 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Les conditions des contraintes de compression dans le béton et des contraintes maximales dans l'acier sont vérifiées et étant donné que toutes les conditions requises pour le calcul des flèches sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

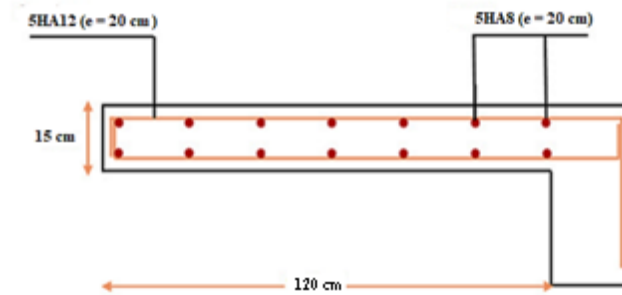


FIGURE 17: FERRAILLAGE DU BALCON

4. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement.

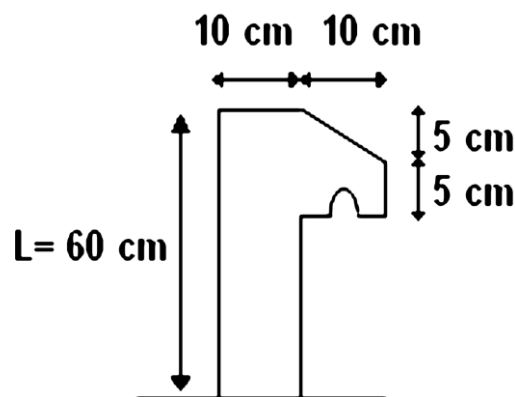


FIGURE 18: COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTÈRE

4.1. Évaluation des sollicitations du calcul :

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 17.

Tableau17 : Les charges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,0685	0,069 x25=1,7125	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	2,11	1

Selon l'article 6.2.3 du RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_p = (A I S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot H_z}{H}\right) \cdot W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

A : Coefficient d'accélération de zone

I : Coefficient d'importance

S : Coefficient de site

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8

W_p : Poids de l'élément considéré

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

H_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$F_p = (0,30 \times 1 \times 1,20) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \cdot 0,60}{25,08}\right) \times 2,11 = 0,65$$

Centre de pression :

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 19 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 18.

Tableau 18 : Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)
ELU	0.6	2.85	1
ELS	0.4	2.11	0.65

4.2. Ferrailage de l'acrotère :

$$h = 10 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad c = 1 \text{ cm}; \quad d = 9 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{2,85} = 0,211 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 \text{ KN.m}$

$$\text{ELU : } \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} = 0,0007 < 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,40 - \frac{28.50}{435} = 0,224 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,24}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix d'armatures : } A_r = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } S_t = (60-2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

- Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2 \cdot 500}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,14}{4} = 0,417 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 9 \times 0,471 = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 7,5}$$

$$y_1 = 2,35 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 2,35^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (9 - 2,35)^2 \\ &= 2266,9 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$K = \frac{1000}{2266,9} = 0,4$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.652 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 39.9 \text{ MPa} \leq \sigma_{sadm} = 201.6 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

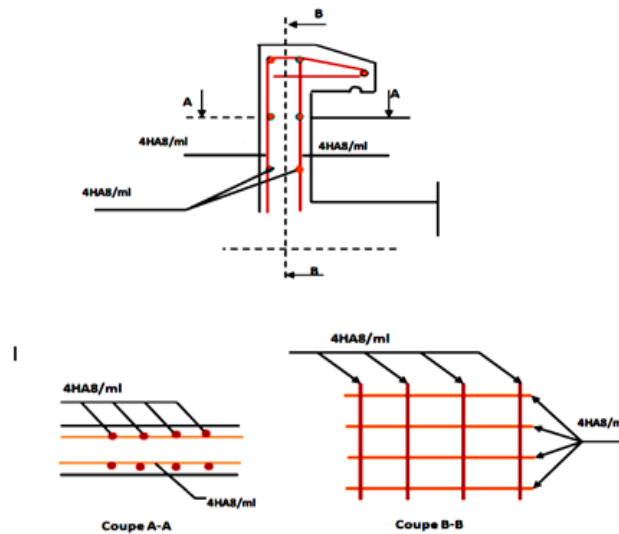


FIGURE 19: FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

5. Etude des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale réalisée en versant du béton armé sur le site lui-même, il se compose d'une séquence régulière de marche et de contremarche qui permettent de passer d'un étage à un autre en assurant une transition fluide.

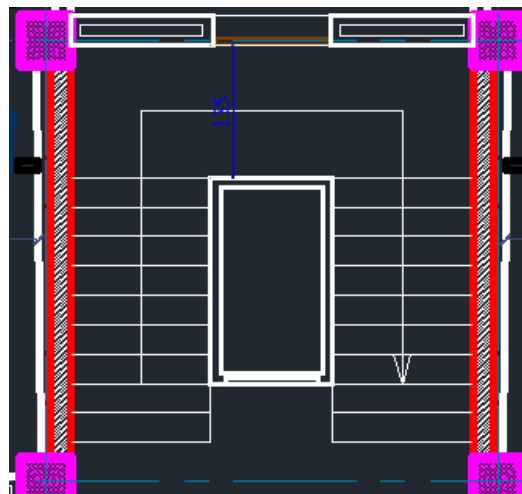


FIGURE 20: PLAN DE LA CAGE D'ESCALIER

5.1. Combinaisons des charges :

● **État limite ultime (ELU) :** $q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,72 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,122 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 5,96 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,796 \text{ kN/m}$$

● **État limite service (ELS) :** $q_{\text{palier}} = 4,72 + 2,5 = 7,22 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{paillasse}} = 5,96 + 2,5 = 9,46 \text{ kN/m}$$

5.2. Calcul des sollicitations des escaliers :

Les valeurs de X(m) et Y(m) de l'étage courant (Volée1) sont dans la figure 21

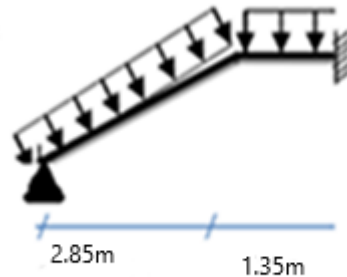
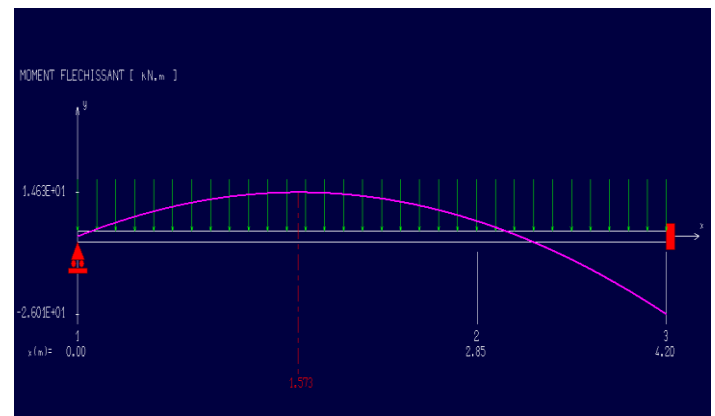
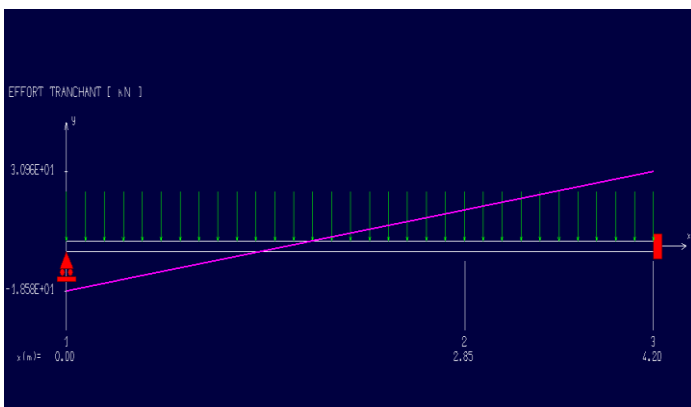


FIGURE 21: DIMENSION D'ETAGE COURANT

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastres et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS.



FIGURE 22: SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER ETAGE COURANT



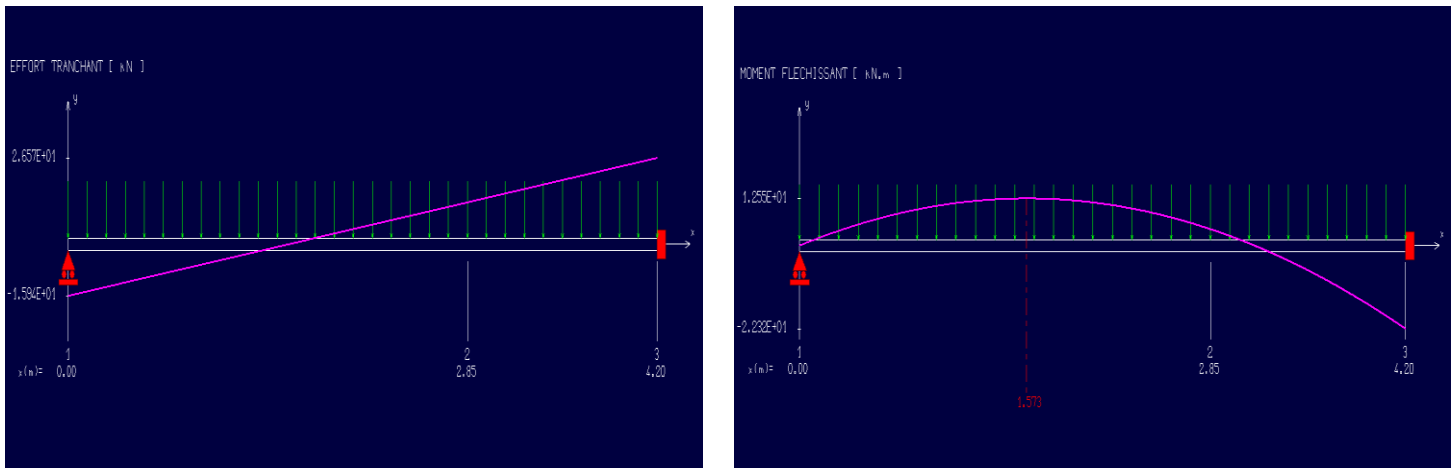


FIGURE 23: FIGURE DES ESCALIERS ETAGE COURANT ELU ET ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal en ELU et en ELS sont résumés dans le Tableau 19 :

Tableau 19 : $M_{\max}$ en appui et en travée et $T_{\max}$ de l'escalier du RDC étage courant

	$T_{\max}$ (KN)	$M_{\max}$ (appui) (KN)	$M_{\max}$ (Travée) (KN)
RDC-ELU	30.96	-26.01	14.63
RDC-ELS	26.57	-22.32	12.55

5.3. Calcul du ferrailage :

a) En travée :

Vérification en état limite ultime (ELU) :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14630}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0.088 < 0.372 \text{ (Asier FeE500)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.088}) = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.115 = 0.954$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14630}{0.954 \cdot 10.8 \cdot 435} = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot \frac{2.1}{500} = 1.043 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(3.26; 1.043) \text{ cm}^2 = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [36 ; 45] \text{ cm} = 36 \text{ cm} \text{ (*Condition vérifiée*)}$$

Vérification en état limite service (ELS) :

$$M_u = 14630 \text{ N.m}$$

$$M_s = 12550 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{14630}{12550} = 1.17$$

$$\alpha = 0.184 < 0.45 \quad (\textit{Condition vérifiée})$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{et} \quad f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.12^3}{12} = 0.000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 14630 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14630 \cdot 4.7^2}{10 \cdot 10818.9 \cdot 10^6 \cdot 0.000144} = 0.021 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$f = 0.039 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \rightarrow (\textit{Condition vérifiée})$$

b) En appui :**Vérification en état limite ultime (ELU) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26010}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0.157 < 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0.215; \quad \beta = 0.914$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26010}{0.914 \cdot 10.8 \cdot 435} = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot \frac{2.1}{500} = 1.043 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}) = \max (6.06; 1.043) \text{ cm}^2 = 6.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 8HA10 = 6.28cm²

$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm}$ (*Condition vérifiée*)

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 3.01 cm²

$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[36 ; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm}$ (*Condition vérifiée*)

Vérification en état limite service (ELS) :

$$M_u = 26010 \text{ N.m}$$

$$M_s = 22320 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{26010}{22320} = 1,17$$

$\alpha = 0.184 < 0,45$ (*Condition vérifiée*)

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{26010 \cdot 4.70^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,021 \text{ cm}$$

$f = 0,043 \text{ cm} < \bar{f} = 1.175 \text{ cm}$ (*Condition vérifiée*)

Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 31.77 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{31770}{1000 \cdot 108} = 0,294 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 1 et 2 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier du l'étage courant résumés dans le Tableau 20.

Tableau20 : Tableau du ferrailage des escaliers d'étage courant

Niveau du l'étage courant		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de Répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée	En appui	6 HA14	5 HA8	Condition vérifiée	Condition vérifiée

1 et 3	En travée	5 HA12	3 HA8		
--------	-----------	--------	-------	--	--

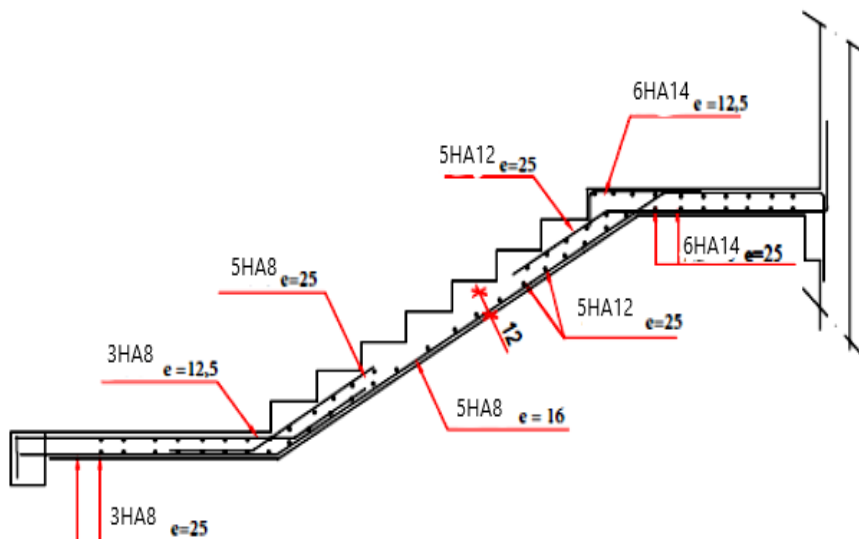


FIGURE 24: SCHEMA DE FERRAILLAGE ESCALIER ETAGE COURANT

CHAPITRE4 : L'ÉTUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE 4 : L'ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude dynamique (parasismique) pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, et selon le RPA 2024 on peut être mené par les trois méthodes suivantes :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique VI groupe d'usage 2.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b, quant à l'application de la méthode statique équivalente).

La hauteur de la structure : $H = 25.08\text{m} > 23\text{m}$, Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2023.

3. Présentation du logiciel Robot structural Analysis :

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

La modélisation est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

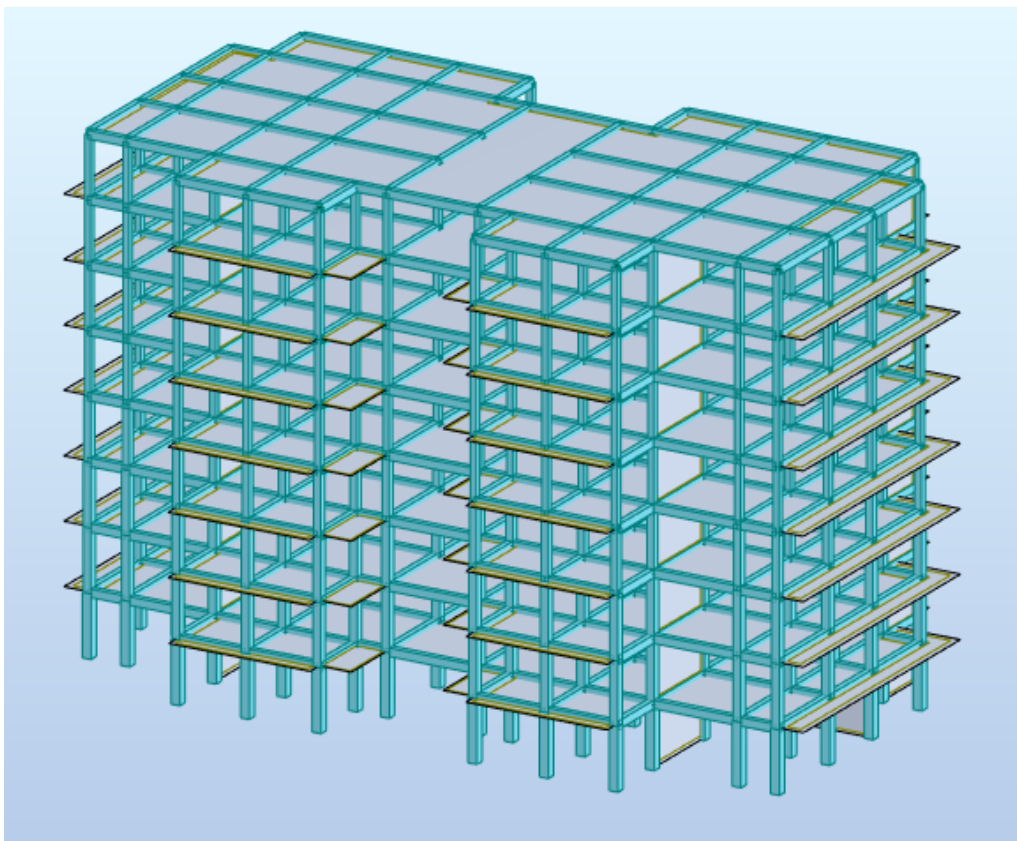


FIGURE 25: VUE EN 3D DE LA STRUCTURE

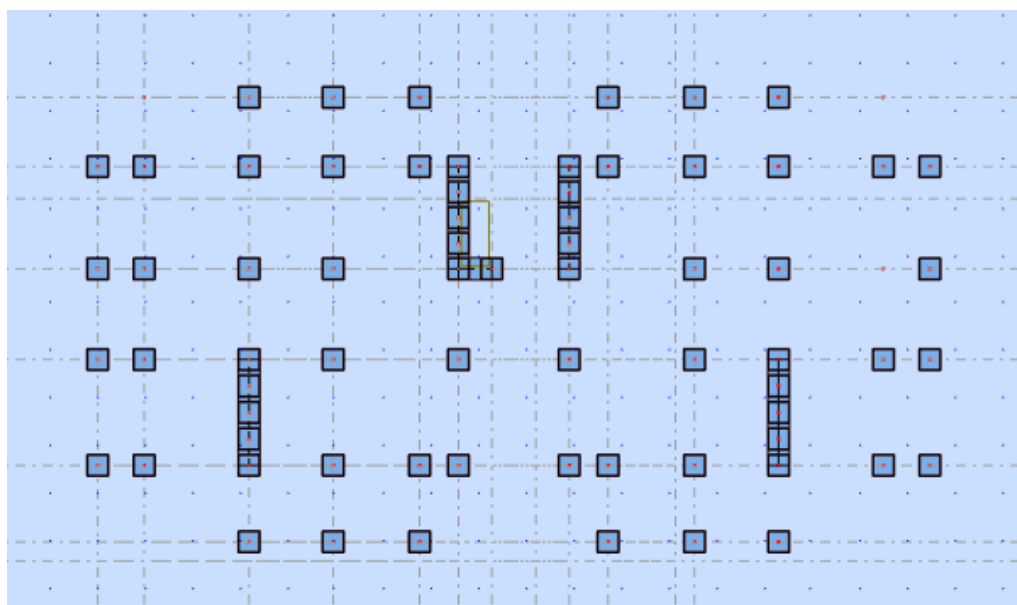


FIGURE 26: DISPOSITION DES VOIES

4. Classification de la structure :

Tableau21 : Classification des zones sismique

Sismicité	Zone
-----------	------

Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne II	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Élevée	V & VI

Selon le territoire national, la classification des zones sismiques est divisée en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune le tableau 21.

Notre wilaya Oran est classée de zone « VI » forte de sismicité.

5. Groupe d'importance de la structure :

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne– Bâtiments non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc.
- Parkings de stationnement publics, etc.

Système à contreventement mixte :

Équivalent à des voiles Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau 23 (selon le RPA 2024)

Donc : **R=4.5 (b)**

Tableau22 : Valeurs de coefficient de comportement

Cas Description du système de contreventement	Valeur de R
Structures en béton armé	
1 Système à ossature	5.5 (a)
2 Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 (a)
3 Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 (a)
4 Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)

5 Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 (b)
6 Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 (b)
7 Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 (b)
8 Système en pendule inversé	2 (c)
9 Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1,5 (c)
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	

6. Calcul du facteur de qualité :

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$

Avec :

Tableau23 : Les conditions du facteur de qualité

Catégorie	Critère, q	Pq
(a)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Redondance en plan	0.05

Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **(Condition vérifiée)**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment **(Condition vérifiée)**
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 $\Rightarrow \frac{35.5}{19.2} = 1.849 < 4$ **(Condition vérifiée)**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction $\frac{l_x}{L_x} = \frac{5.23}{19.2} = 0.27 > 0.25$ **(Condition vérifiée)**

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **(Condition vérifiée)**

$$Q = 1 \pm \Sigma p q \Rightarrow Q = 1.2$$

7. Méthode d'analyse modale spectrale :

7.1. Principe :

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

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (RPA 2024). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

7.2. Le spectre de calcul :

Il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse sous l'action sismique horizontale défini dans le RPA 2024 suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{s_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans

I : coefficient d'importance

S : coefficient de site

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté

T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

QF : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Composante verticale de l'action sismique :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, est pris en compte.

Tableau 24 : Coefficients d'accélération

Zonage sismique	A.I (horizontal)	Coefficient d'accélération			
		A _v .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

Avec :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement “η” :

Le facteur est donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

Avec :

$\xi(\%)$: C'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [3.5] des RPA 2024.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

7.3. La force sismique totale :

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

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w$$

Avec :

T₀ : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 \text{ si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si la bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

λ : Coefficient de correction

7.4. Résultats de la méthode modale spectrale :

7.4.1. La période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. h_N=21,42 m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. C_T = 0,05

Donc : **T = 0,5 s**

Vérification de la période :

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024).

Le Tableau 25 montre la vérification de la période :

Tableau25 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	T _{xmod} [s]	Condition du RPA
0.5	0.72	0.78	Vérifiée

Selon le RPA2024 :

$$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}} \quad \text{on prend} \quad T_0 = T_{\text{calcul}}$$

$$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{emp}} \quad \text{on prend} \quad T_0 = 1.3T_{\text{emp}}$$

Donc on prend : **T₀ = 0.5s**

Tableau26 : Les Périodes selon la classification

Spectre type1	S	T ₁ (S)	T ₂ (S)	T ₃ (S)
Site :S ₁	1.00	0.10	0.40	2.00
Site :S ₂	1.20	0.10	0.50	2.00
Site :S ₃	1.30	0.15	0.60	2.00
Site :S ₄	1.35	0.15	0.70	2.00

Avec :

T1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T1 = 0,15 s (Site S3).**

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T2 = 0,60 s (Site S3).**

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : **$\lambda=0.85$**

Puisque : $T_1 \leq T \leq T_2$

Donc la formule va être : **A.I.S.[2.5 $\frac{Q_F}{R}$]**

Avec :

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par le tableau (3.2) du RPA 2024. **A=0,3**

I : coefficient d'importance, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont Données dans le Tableau (3.10) **I=1.00**

S: coefficient de site donner par le tableau (3.3) du RPA 2024 **S=1.3**

$$A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}] = 0.3*1*1.3*(2.5*\frac{1.2}{4.5}) = 0.26$$

7.4.2. Calcul de poids totale de la structure :

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure : **$W = \sum_{i=1}^n W_i$**

Selon le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 le poids total de la structure est : **W= 31672.37KN**

7.5.1. Calcul de la force sismique totale :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). w = 0.85*0.26*31672.37$$

$$= 7000KN$$

$$V_x=V_y=7000KN$$

7.6. Vérification du taux de participation modale :

Le Tableau 28 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint pour le sens X-X et quasiment atteint pour le sens Y-Y :

Masses cumulées UX : 96.60% (Mode 10)

Masses cumulées UY : 87.63% (Mode 10)

D'après le paragraphe 4.3.4 du RPA 99, si cette condition ne peut pas être strictement satisfait à cause de l'influence de mode de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3.\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Tel que :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : la période du mode K.

N= 8 niveaux,

Alors : $K \geq 3 \cdot \sqrt{8} = 8,48 \approx 10$ modes $T_{10} = 0,10s \leq 0,20 s$ (Condition vérifiée)

Tableau27 : Taux de participations modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	1,28	0,78	73,79	0,00	0,0	73,79	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 2	1,73	0,58	73,87	0,27	0,0	0,07	0,27	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 3	2,06	0,49	73,87	68,38	0,0	0,00	68,10	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 4	3,57	0,28	88,48	68,38	0,0	14,61	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 5	5,80	0,17	92,57	68,38	0,0	4,09	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 6	5,88	0,17	92,73	68,41	0,0	0,16	0,04	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 7	7,75	0,13	92,73	87,63	0,0	0,00	19,22	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 8	8,15	0,12	94,80	87,63	0,0	2,07	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 9	10,10	0,10	96,19	87,63	0,0	1,38	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0
7/ 10	11,67	0,09	96,60	87,63	0,0	0,41	0,00	0,0	3228580,42	3228580,42	0,0

Nous avons conclu les résultats :

$$\text{Temp} < T_{\text{dyn}} < 1,3\text{Temp}$$

- Mode1 : une translation suivant X ($T_1=0,78s$)
- Mode2 : une translation suivant Y ($T_2=0,58s$)
- Mode3 : une torsion ($T_3=0,49$)
- Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 7ème mode sens x (92.73%) et au 10ème mode pour le sens y (87.63%)

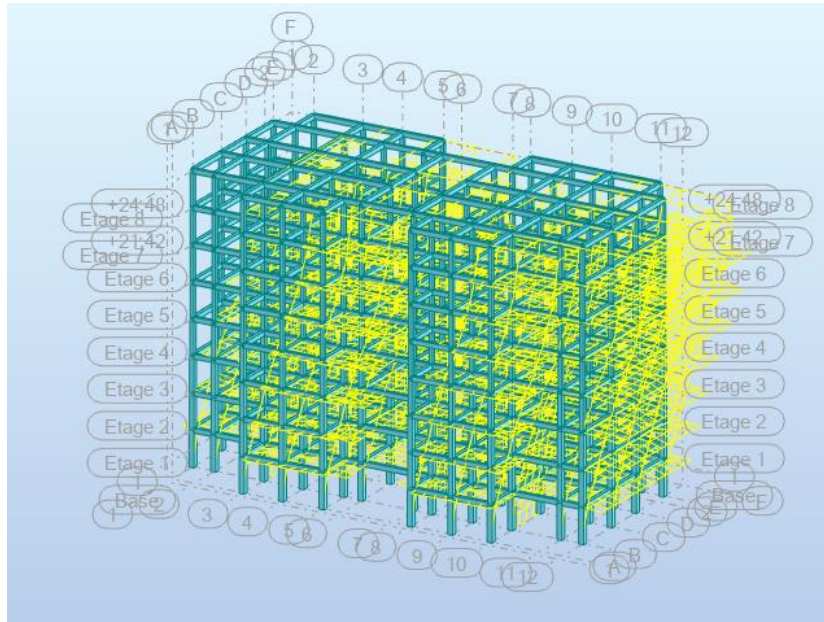


FIGURE 27: MODE1

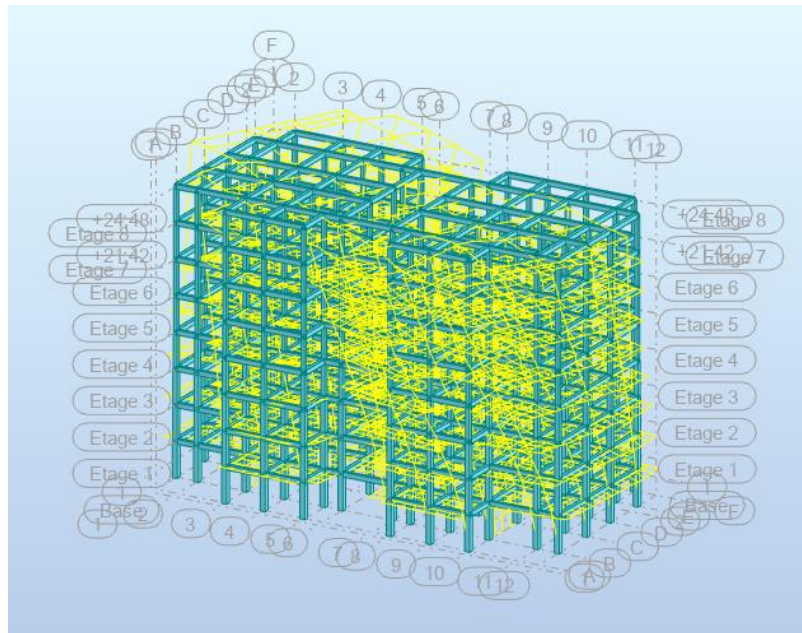


FIGURE 28: MODE2

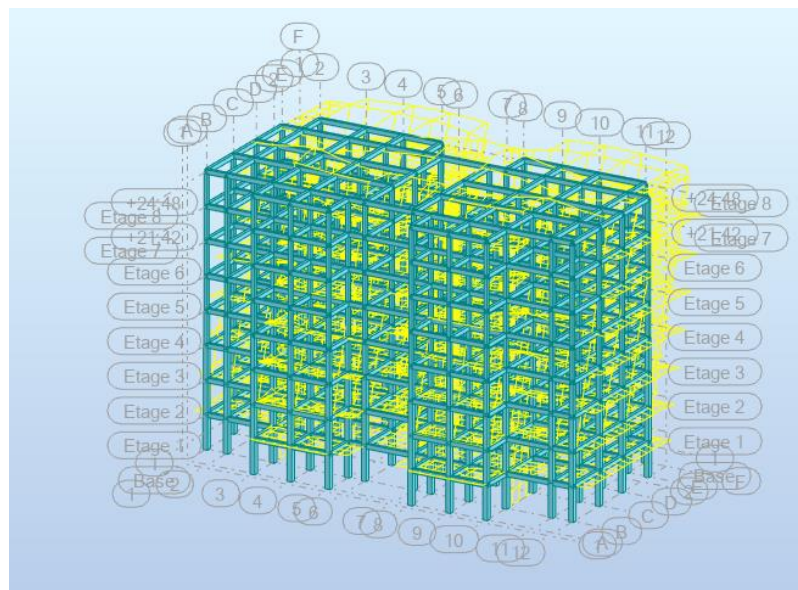


FIGURE 29: MODE3

7.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Tableau28 : Vérification de la résultante sismique

	Vstat (KN)	80% Vstat	Vdyn (KN)	Vérification
EX	7000	5600	4473.77	Non Vérifier
EY	7000	5600	9615.97	Vérifier

$$\frac{5600}{4473.77} = 1.25$$

Puisque la résultante sismique n'est pas vérifiée à Vx on va l'augmenter avec le coefficient 1.25

Tableau29 : Vérification de la résultante sismique (après l'augmentation)

	Vstat (KN)	80% Vstat	Vdyn (KN)	Vérification
EX	7000	5600	5591.07	Vérifier
EY	7000	5600	9615.97	Vérifier

8. Évaluation des excentricités :

Nous avons à calculer selon le RPA les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

Excentricité théorique :

$$-E_x = X_m - X_t$$

$$-E_y = Y_m - Y_t$$

Xm et Ym : coordonnées du centre de masse

Xt et Yt : coordonnées du centre de torsion

Excentricité accidentelle :

$$-E_{accx} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,775$$

$$-E_{accy} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,775 \text{ m}$$

9.Évaluation de la structure :

Tableau31: Évaluation des excentricités

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
7/ 1	Etage 1	409898,08	17,77 10,31 3,0	17,47 10,23 2,7	13265352,53	48870063,86	62083761,57	0,31	0,08	0,0	0,0
7/ 2	Etage 2	447725,58	17,74 10,25 6,0	17,47 10,39 5,8	14161502,52	52761022,87	66870789,19	0,28	0,14	0,0	0,0
7/ 3	Etage 3	407213,07	17,76 10,29 9,1	17,47 10,39 8,8	13242541,97	48867574,87	62062628,62	0,30	0,10	0,0	0,0
7/ 4	Etage 4	409898,08	17,77 10,31 12	17,47 10,60 11	13265009,62	48875685,56	62089040,36	0,30	0,28	0,0	0,0
7/ 5	Etage 5	409898,08	17,77 10,31 15	17,47 10,82 15	13265009,62	48875685,56	62089040,36	0,30	0,51	0,0	0,0
7/ 6	Etage 6	409898,08	17,77 10,31 18	17,47 10,82 18	13265009,62	48875685,56	62089040,36	0,30	0,51	0,0	0,0
7/ 7	Etage 7	409898,08	17,77 10,31 21	17,47 10,82 21	13265008,16	48875647,33	62089000,68	0,30	0,51	0,0	0,0
7/ 8	Etage 8	324638,18	17,47 9,90 24,4	17,46 9,70 23,9	7700054,02	37575948,67	45276002,69	0,00	0,21	0,0	0,0

9.1. Combinaisons d'actions :

Les composantes de l'action sismique, Ex et Ey, agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables.

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

Où

$$\begin{aligned} E1 &= \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 &= \pm 0.3Ex \pm Ey \end{aligned}$$

Dans notre cas l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} E3 &= \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E4 &= \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E5 &= \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{aligned}$$

9.2. Justification vis-à-vis de la résistance :

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

9.3. Justifications vis-à-vis de la ductilité :

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspond du présent document technique réglementaire sont appliquées.

9.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale. Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales. Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême. Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

9.5. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2). Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite.

Si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ey \end{cases}$$

9.6. Justification de la stabilité des fondations :

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ey \end{cases}$$

10. Vérification des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau (5.2) de L'RPA 2024 et $V \cdot \Delta_K \leq \overline{\Delta_k}$.

Tableau 31 : les valeurs des déplacements limite selon les types des structures

Type de structure	Déplacement limite $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en acier	$0.0100 h_K$
Bâtiments en béton armé	$0.0075 h_K$
Bâtiments en PAF	$0.0050 h_K$
Bâtiments en bois	$0.0075 h_K$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0050 h_K$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

h_K : la hauteur du niveau « k »

V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

Tableau32 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Niveau	H (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	$Hk.0.0075$	Observation	Observation
1	306	0,3	0,1	2,295	Vérifiée	Vérifiée
2	306	0,6	0,2	2,295	Vérifiée	Vérifiée
3	306	0,6	0,3	2,295	Vérifiée	Vérifiée
4	306	0,7	0,4	2,295	Vérifiée	Vérifiée
5	306	0,9	0,5	2,295	Vérifiée	Vérifiée
6	306	0,7	0,6	2,295	Vérifiée	Vérifiée
7	306	0,5	0,6	2,295	Vérifiée	Vérifiée
8	306	0,3	0,6	2,295	Vérifiée	Vérifiée

11. Vérification de l'effet P-delta :

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0,10$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

Δ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur du niveau k

Tableau33 : Vérification effets PΔ du second ordre sens x-x

Étage	P (KN)	Δ (mm)	V (KN)	h (mm)	θ	Vérification
1	4021.10	3	5591,07	3060	0.00071	Vérifier
2	4392.19	6	5446,63	3060	0.0016	Vérifier
3	3994.76	6	5079,53	3060	0.0015	Vérifier
4	4021.10	7	4630,31	3060	0.002	Vérifier
5	4021.10	9	4059,24	3060	0.0029	Vérifier
6	4021.10	7	3302,72	3060	0.0027	Vérifier
7	4021.10	5	2347,04	3060	0.0028	Vérifier
8	3184.70	3	1155,13	3060	0.0027	Vérifier

Tableau34 : Vérification effets PΔ du second ordre sens y-y

Étage	P (KN)	Δ (mm)	V (KN)	h (mm)	θ	Vérification
1	4021.10	1	9615,97	3060	0.00014	Vérifier
2	4392.19	2	9458,26	3060	0.00030	Vérifier
3	3994.76	3	8993,33	3060	0.00044	Vérifier
4	4021.10	4	8286,52	3060	0.00063	Vérifier
5	4021.10	5	7296,42	3060	0.0009	Vérifier
6	4021.10	6	6002,45	3060	0.0013	Vérifier
7	4021.10	6	4323,90	3060	0.0018	Vérifier
8	3184.70	6	2160,30	3060	0.0029	Vérifier

12. Vérification au renversement :

Stabilité au renversement Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

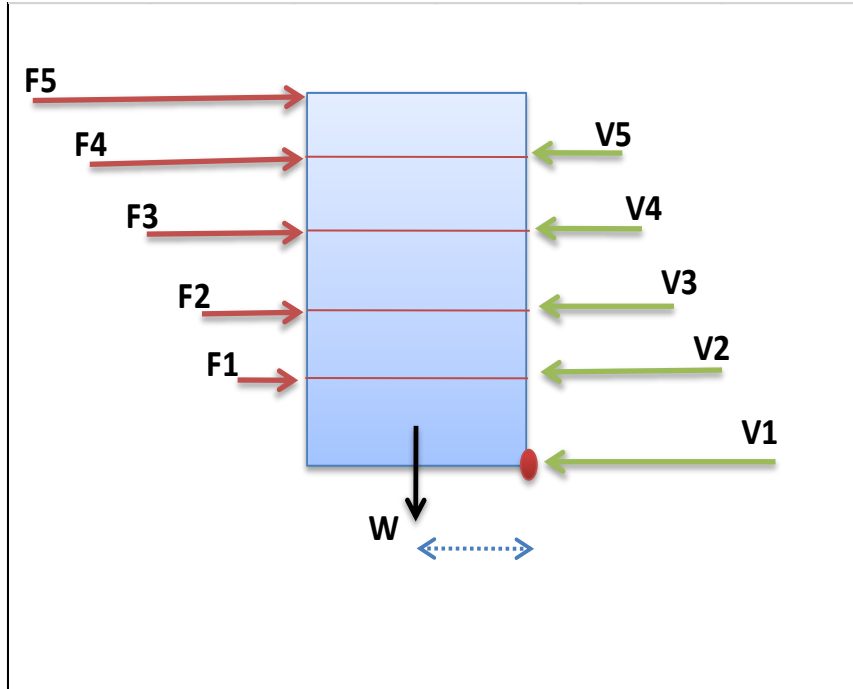


FIGURE 30: L'EFFET DE RENVERSEMENT

Tableau35 : Vérification au renversement au sens x-x

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	5591,07	3,06	31672.37	17.77	441,9864	562818.0149
2	5446,63	6,12			2246,652	
3	5079,53	9,18			4123,8396	
4	4630,31	12,24			6989,8968	
5	4059,24	15,3			11574,756	
6	3302,72	18,36			17546,2848	
7	2347,04	21,42			25530,7122	
8	1155,13	24,48			28277,5824	
				SOMME	96731,7102	Vérifier

Tableau36: Vérification au renversement au sens y-y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	4021.10	3,06	31672.37	10.31	482,5926	326542.1347
2	4392.19	6,12			2845,3716	
3	3994.76	9,18			6488,5158	
4	4021.10	12,24			12118,824	
5	4021.10	15,3			19797,741	
6	4021.10	18,36			30818,178	
7	4021.10	21,42			46344,312	
8	3184.70	24,48			52884,144	
				SOMME	171779,679	Vérifier

13. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement :

Tableau 37 : Taux des charges portées par les voiles

Niveaux	Fz sur les poteaux [kN]	Fz sur les voiles [kN]	Fz totale [kN]	Repris par les voiles
7 étages	-7604,37	-2344,01	-9948,38	23,56%
6 étages	-19114,35	-4650,75	-23765,10	19,57%
5 étages	-30599,86	-6999,59	-37599,45	18,62%
4 étages	-42463,62	-8970,18	-51433,80	17,44%
3 étages	-55049,54	-10218,62	-65268,15	15,66%
2 étages	-67659,52	-11371,89	-79031,41	14,39%
1 étage	-85135,99	-13294,19	-98430,18	13,51%
RDC	-98595,73	-13686,44	-112282,17	12,19%

CHAPITRE5 : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2023 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2. Etude des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 2024 pour la vérification.

2.1. Les recommandations pour les poutres selon le RPA2024 :

a- Armature longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 1% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ (zone VI).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

b- Armature transversales :

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de $(\frac{h}{4}, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de

$$s \leq \frac{h}{2}.$$

2.2. Ferrailage des poutres :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$G + \psi.Q + E1$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professional 2023, les résultats sont regroupés dans le Tableau 38 ci-dessous :

Tableau38 : Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (kN.m/kN)	Poutres secondaires (kN.m/kN)
E.L.U :	Moment en travée M_t	201.27	175.08
	Moment en appui M_a	-218.57	-196.54
E.L.S :	Moment en travée M_t	144.66	125.82
	Moment en appui M_a	-157.09	-141.48
A.C.C :	Moment négative M	-187.87	-203.34
	Moment positive M	173.24	169.61

Ferraillage de la poutre principale :

a)En travée :

$$M_t = 201.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{201270}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0.288$$

$$\mu = 0,288 < \mu_L = 0,372 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' n' \text{ existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,436$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,826$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{201270}{435 \times 0,826 \times 40,5} = 13.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{500} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{min}BAEL; A_{min}RPA) \Rightarrow A_a^u = 13.83 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 7T16 $\rightarrow A_t = 14.07 \text{ cm}^2$

à l'ELS :

$$M_t^{ser} = 144.66 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_a^u \\ \text{Acier FeE500} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{201.27}{144.66} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\rightarrow \alpha = 0,03 < 0.45 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

-Aucune vérification pour (σ_s)

b) En appui :

b-1) ELU :

$$M_a^u = -218.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{218570}{14,2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.313$$

$$\mu = 0,313 < \mu_L = 0,372 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,486$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,806$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{218570}{435 \times 0,806 \times 40.5} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(BAEL) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{500} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{\min}BAEL; A_{\min}RPA) \Rightarrow A_a^u = 15.39 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **7T14+6T10** $\rightarrow A_t = 15.49 \text{ cm}^2$

b-2) ELS :

$$M_a^{\text{ser}} = -141.48 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_a^u \\ \text{Acier FeE500} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{196.54}{141.38} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\rightarrow \alpha = 0,05 < 0.44 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

-Aucune vérification pour (σ_s)**Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{l \min}\right) = \min(1,29; 3; 1.4) = 1.29$$

On choisit 5HA8.

La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone VI)

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 45 = 58 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

En zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l \min}\right) = 11.25 \text{ cm.}$ On choisit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$ On choisit $S_t = 20 \text{ cm.}$

Le Tableau 39 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires

Tableau39 : Tableau du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)			Choix
-------------	-------------------------------	--	--	-------

	A_t	A_a	A_{min} (BAEL) (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	En travée	En appui
Poutre Principale	17.29	19.24	1.04	6.75	7HA6	7T14+6T10
Poutre Secondaire	13.3	6.2	1,30	6	6HA14+4HA12	6HA12

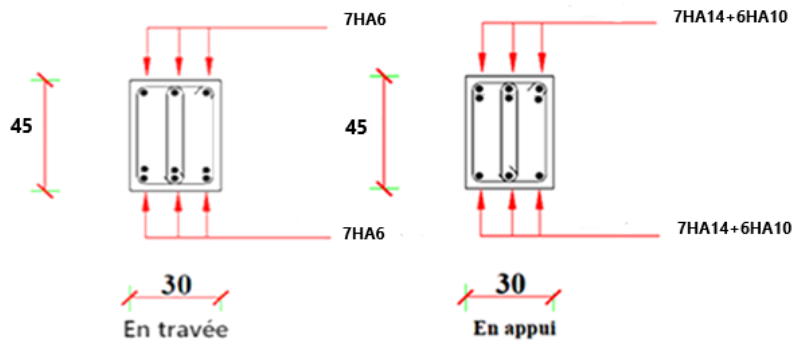


FIGURE 32: SCHEMA DE FERRAILAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE

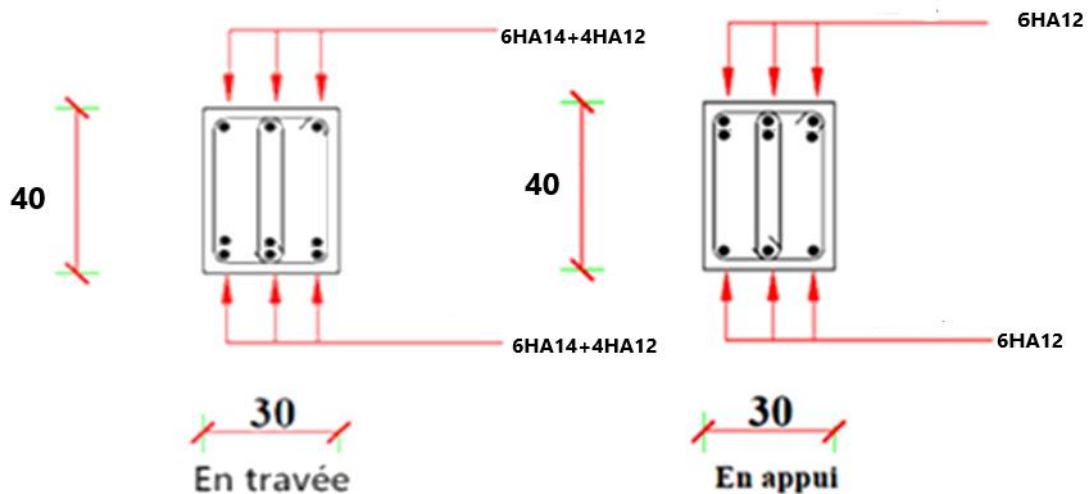


FIGURE 31: SCHEMA DE FERRAILAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE

3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments rigides verticaux qui transmettent à l'infrastructure. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composées puis ferrailés conformément aux règles en vigueur pour les permettre de résister aux effets de l'action des charges qui leur sont appliquées.

3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024 :

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1% (zone VI).
- Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 14mm.
- la longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone VI).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm en (zone VI).

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est prise égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l)$ (zone VI)

Dans la zone courante : $t' \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l)$ (zone VI)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$, est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

3.2. Ferrailage des poteaux :

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91 :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$G + \psi \cdot Q + E1$

$G + \psi \cdot Q + E2$

$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$ et $E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$

3.3. Calcul du ferrailage d'un poteau:

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions $45 \times 45 \text{ cm}^2$ (RDC, les efforts tranchants et les moments fléchissant du poteau sont dans le tableau 40 :

Tableau40 : Eléments de réduction les plus défavorables du poteau

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations (kN)
45 x 45 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 2752.83 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -22.59 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -17,45 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 57.88 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 9.03 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1183.87 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 235.16 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -45.39 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 584.44 \text{ kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 1977.79 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -16.26 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -12,47 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 41.71 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 6.47 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 852.38 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 168.94 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -32.59 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 419.88 \text{ kN}$
	ACC +	$N_{x \max} = 373,33 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 157.24 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 188.49 \text{ kN}$ $M_{y \max} = 76,54 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 188.49 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 373,33 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 49,09 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 157.24 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 485,62 \text{ kN}$
	ACC -	$N_{x \min} = -2698.06 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -168.16 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -206.92 \text{ kN}$ $M_{y \max} = -59,35 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -26,48 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -358,87 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -46,55 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -26,96 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -208,30 \text{ kN}$

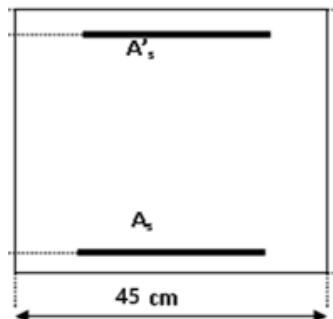


FIGURE 33: COUPE DU POTEAU DU RDC

Les caractéristiques du poteau :

$b = 45 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$ $d = 40.5 \text{ cm}$ $c = 4.5 \text{ cm}$ $B = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{Max}} = 1977.79 \text{ kN}; \quad M_{y \text{ corr}} = 16.26 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16.26 \times 100}{1977.79} = 0.82 \text{ cm} / e < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{l_f}{h} = 4.76 \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times L_0 [\text{BAEL91/V.3}]$$

$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2$$

Le calcul de la section se fera en flexion compose par la majoration des sollicitations comme suit :

$$\begin{aligned} N' &= N \\ M' &= N \cdot (e + e_a + e_2) \end{aligned}$$

Excentricité additionnelle $e_a = 2 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité du 1}^{\text{er}} \text{ ordre } e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] = \frac{3 \cdot 214.2^2}{10^4 \cdot 45} \cdot (2 + 0.7 \cdot 2)$$

$$e_2 = 1.04 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } N' = 1977.79 \text{ Kn}$$

$$M' = 76.34 \text{ kN.m}$$

Position du point d'application de l'effort N' :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 3.86 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$\begin{aligned} & (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1 \\ & = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4.5) 14.2 \times 45 \times 45 = \mathbf{425.588 \text{ kN.m}} \Rightarrow (1) \\ & = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1977.79 \times 10^{-2} (40.5 - 4.5) - 432.432 = \\ & \mathbf{279.572 \text{ kN.m}} \Rightarrow (2) \end{aligned}$$

Avec :

$$M_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 76.43 + 1977.79 (0.405 - 0.225) = 432.432$$

(1) > (2) → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{432432}{14,2 \times 45 \times 40,5^2} = 0,413$$

$$\mu = 0,413 > \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow \text{'A existe ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,729$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,708$$

Section d'acier en flexion simple :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{432432}{435 \times 0,708 \times 40,5} = 34,669 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 34,669 - \frac{1977790}{100 \times 435} = -10,797 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal (BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot B = 4,05 \text{ cm}^2$$

Condition RPA2024 :

$$A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot H = 20,25 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :

$$\text{Moment limite : } M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,372 \cdot 14,2 \cdot 45 \cdot 40,5^2 = 389,9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment résiduel : } \Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = 42,532 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M' = 42,532 \text{ kN.m} < 0,4M'_1 = 172,973 \text{ kN.m}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739; \alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = 30,89 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{12} = \frac{\Delta M'_1}{\sigma_s \cdot (d - \delta'd)} = \frac{42532}{435 \cdot (40,5 - 0,111)} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ et } A_1 = A_{11} + A_{12} = 33,31$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(34,669; 4,05) = 34,669 \text{ cm}^2$$

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{N_a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)} = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1 = 7,84 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 6,96 \text{ cm}^2; 1,76)$$

$$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 7,84 \text{ cm}^2; 1,76)$$

$$A_{\text{sup}} = 6,96 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{inf}} = 7,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferrailage :

$$6\text{HA}16 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Tableau41 : Tableau du ferrailage des poteaux

Dimensions des Poteaux (cm ²)	A calculée (cm ²)		Amin (BAEL) (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix
	A _{s1}	A _{s2}			
45 x 45	7,48	6.96	1.84	20.25	6HA16+6HA14
40 x 40	6.1	2.7	3.2	16	8HA16
35 x 35	4.06	2	2.45	12.25	8HA14
30 x 30	3.4	1.9	1.8	9	8HA12

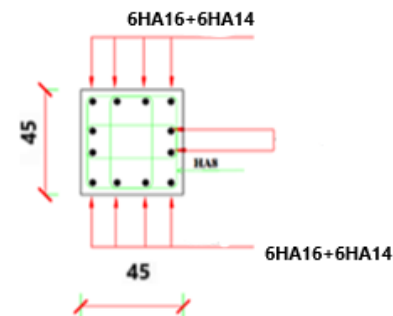
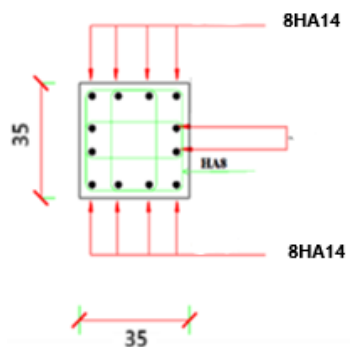




FIGURE 34: SCHEMA DE FERRAILAGE DES POTEAUX

4. Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Les voiles peuvent reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

4.1. Procédure du ferrailage :

Un modèle simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure35 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

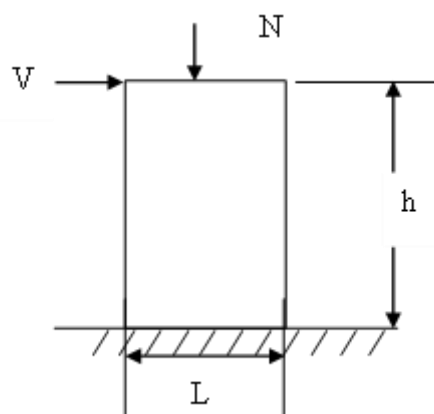


FIGURE 35: SCHEMA D'UN VOILE

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

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (épingles) perpendiculaires aux parements du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort tranchant

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 2024.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales $\sigma_{\max}$ et minimales $\sigma_{\min}$ du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professional 2023. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

4.2. Types d'armatures :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2024.

- Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500mm.

- Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6})$$

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Armatures verticales :

Selon l'article 7.7 du RPA 2024, Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8mm, mais non

supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armatures horizontales :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2024, Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 2024, L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

(7.32) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w 10$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones VI

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

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$$

Avec :

$$V = 1.4V_u$$

Calcul seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$).

4.3. Exemple de ferrailage des voiles :

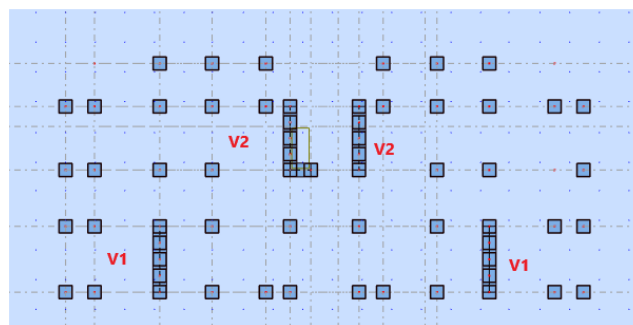


FIGURE 36: DISPOSITION DES VOILES

Tableau42 : les sollicitations de calcul

Sollicitations maximal	V1	V2
N^{max} [KN]	1526.31	1106.81
M_{xx} [KN.m]	78.87	57.33

Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left(2cm; \frac{he}{250} \right) = 2cm \rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

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

$$l_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142m$$

$$\lambda = 214.2 \times \frac{\sqrt{12}}{25} = 29.68$$

$$\lambda = 29.68 < 50$$

Donc : Le calcul se fera à la flexion composée

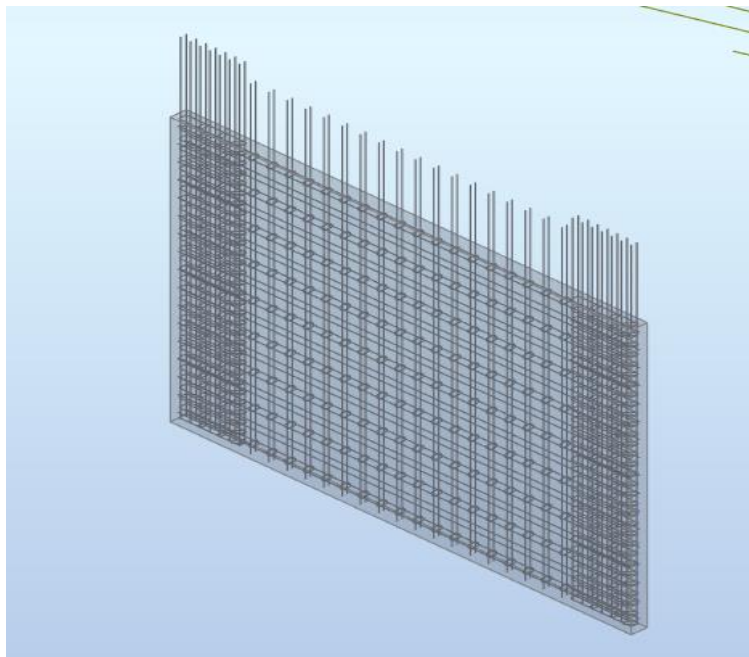


FIGURE 37: LE VOILE ETUDIEE

$$N_z = 1526.31 \text{ kN}$$

$$M_y = 78.87 \text{ kN.m}$$

La section de calcul est de dimensions : $b \times 100cm$ (bande de 1m de largeur).

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{78.87}{1526.31} \times 100 = 5.17 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 160 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N1' \times (d - c_1) - M1'$$

$$M1' = M + N \times \left[d - \frac{h}{2} \right] = 78.87 + 1526.31 \times \left(18 - \frac{12}{2} \right) = 183.946 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 12 - 0.81 \times 2) \times 14.17 \times 400 \times 12 \times 10^{-3} = 164.87 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1526.31 \times (0.18 - 0.2) - 183.95 = -214.476 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 164.871 \text{ KN.m} > (II) = -214.476 \text{ KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

→ La section est entièrement comprimée.

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{183946}{14.2 \times 435 \times 18^2} = 0.091$$

$$\mu = 0.091 < \mu_l = 0.372 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.119$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.952$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{183946}{435 \times 0.948 \times 18} = 24.78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$Afc = A - \frac{N1'}{100\sigma_s} = 24.78 - \frac{1526310}{100 \times 435} = -10.31 < 0$$

$$\rightarrow Afc = 0$$

Armatures minimales (RPA) :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 12 \times 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1.8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8 → A=2.01cm/m_l

Tableau43 : Le ferrailage des voiles

Le voile	Le ferrailage	La section (cm ²)
V1	4HA8	2.01
V2	4HA10	3.14

CHAPITRE6:

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose.

Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

2. Le radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante surmontée par des nervures dont le but est d'éviter le poinçonnement causé par les charges verticales provenant des poteaux et des voiles.

3. Etude du radier général :

3.1. Prédimensionnement :

Le prédimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

L_e : longueur élastique donnée par

E: Module de Young (E=3. 10⁴ MPa)

I : inertie du radier $I = \frac{b.h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec :

K = 50MPa/m → pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

$L_{\max}$: La longueur maximale entre les poteaux $L_{\max} = 5.23 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5.23}{3.14}\right)^4} = 0.79 \text{ m}$$

On prend : $h_r = 100 \text{ cm}$

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5.23}{8} \leq h \leq \frac{5.23}{5} \Rightarrow 0.65 \text{ cm} \leq h \leq 1.05 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$

c) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 pour le panneau le plus défavorable :

On a : $L_x = 5.23 \text{ m}$ et $L_y = 5.23 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

b : Largeur de la semelle pour bande d'un mètre linéaire ($b=1 \text{ m}$).

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0.9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux direction}$$

Donc :

$$T_x = \frac{(q \times L_x)}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_x^4)}$$

$$T_y = \frac{(q \times L_y)}{2} \times \frac{L_x^4}{(L_y^4 + L_x^4)}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

La surface du Radier est de : $S = 679.35 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure : $G = 31672.37 \text{ KN}$

$$q = 1.35 \times \frac{31672.35}{679.35} + 1.5 \times 5 = 70.44 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = T_y = \frac{(70.44 \times 5.23)}{2} \times \frac{5.23^4}{(5.23^4 + 5.23^4)} = 336.71 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = 336.71$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \tau_u} \rightarrow h_r \geq \frac{341.08}{1 \times 0,9 \times 3 \times 10^3} \rightarrow h_r \geq 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **$h_r = 100 \text{ cm}$**

d) Vérification de non poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

N_u : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq 0,045 \times (2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)) \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$2991.18 \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.76$$

$$0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.67 - 2991.18 \geq 0$$

$$0,045 \times 2 \times (1.2 + 2h) \times h \times 16.67 - 2991.18 \geq 0$$

$$3h^2 + 1.8h - 2991.18 \geq 0$$

$$h_r \geq 31.28$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à : **$h_r = 100 \text{ cm}$**

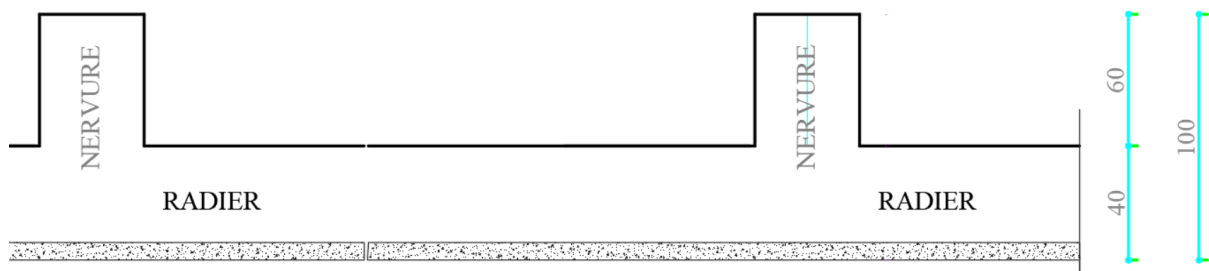


FIGURE 39: LES DIMENSIONS DU RADIER

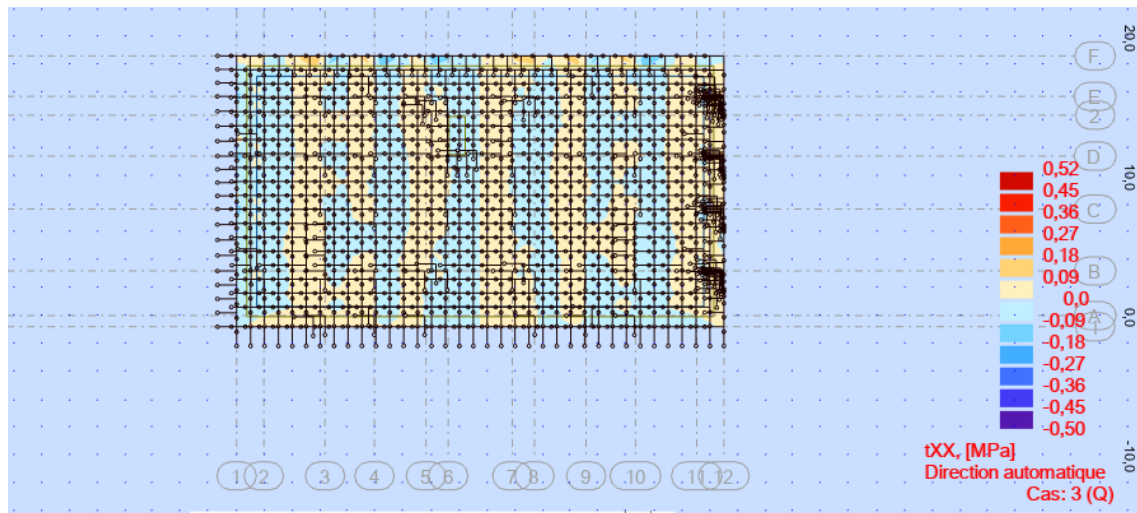


FIGURE 40: DISTRIBUTION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT SENS X

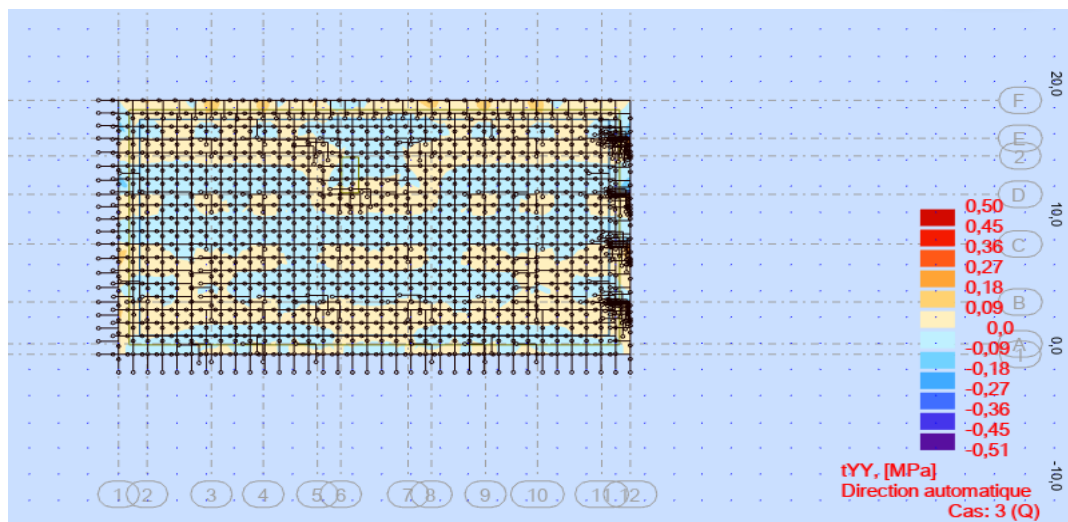


FIGURE 41: DISTRIBUTION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT SENS Y

3.2. Vérification des contraintes dans le sol :

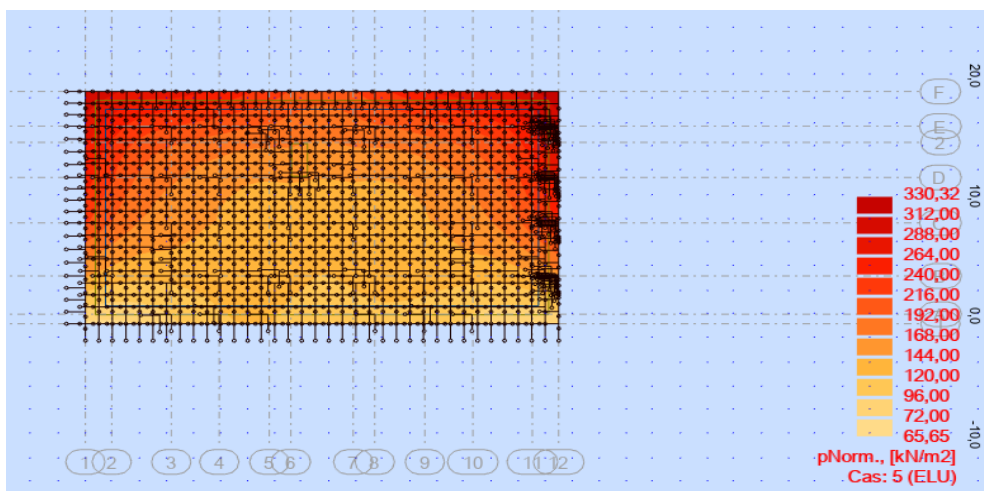


FIGURE 42: SCHEMA DES CONTRAINTES DE SOL A ELU

$$\sigma_{\max} = 3.30 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.66 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2.64 \text{ Bar} < 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 3.75 \text{ Bar (Condition vérifiée)}$$

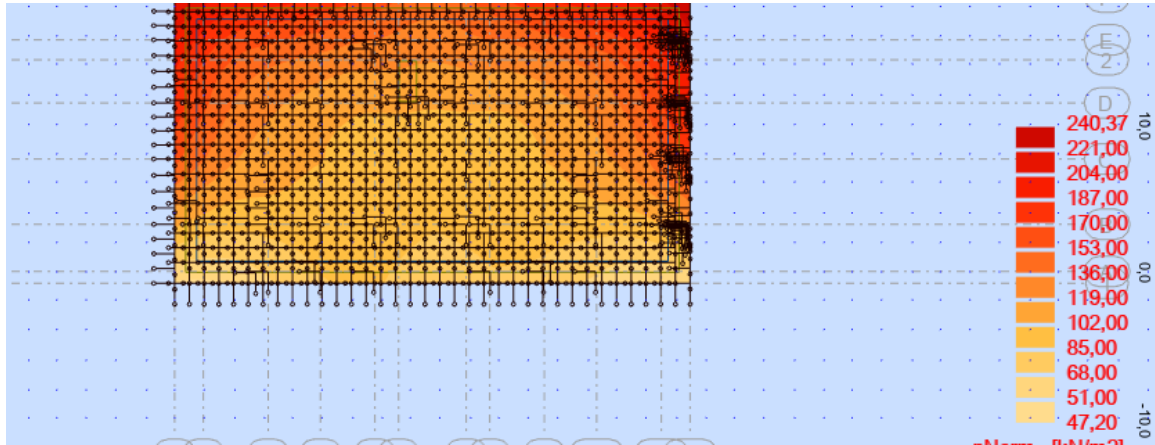


FIGURE 43: SCHEMA DES CONTRAINTES DE SOL A ELS

$$\sigma_{\max} = 2.40 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.47 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.92 \text{ Bar} < 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 3.75 \text{ Bar (Condition vérifiée)}$$

4. Exemple de ferrailages du radier :

-Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

-La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1\text{m}$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.23 \text{ m} ; L_y = 5.23 \text{ m}$$

$$q = \sigma_m \times 1\text{m} = 264 \times 1\text{m}_L = 264 \text{ KN/m}_L \quad (\text{ELU})$$

$$q = \sigma_m \times 1\text{m} = 192 \times 1\text{m}_L = 192 \text{ KN/m}_L \quad (\text{ELS})$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times q \times l_x^2 = 0.036 \times 264 \times 5.23^2 = 260 \text{ kn.mL}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 260 = 260 \text{ kn.mL}$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times q \times l_y^2 = 0.041 \times 192 \times 5.23^2 = 215.32 \text{ kn.mL}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 1 \times 215.32 = 215.32 \text{ kn.mL}$$

Tableau44 : Les sollicitations de calcul

Sollicitation	L _x (m)	L _y (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	5.23	5.23	1	0.036	1	260	260
ELS	5.23	5.23	1	0.041	1	215.32	215.32

Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 260 = 195 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 260 = 221 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 260 = 130 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 260 = 130 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 215.32 = 161.5 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 215.32 = 183.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 215.32 = 107.66 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 215.32 = 107.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau45 : Les sollicitations maximale

	ELU		ELS	
Sens	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	195	130	161.5	107.66
Sens Y-Y	221	130	183.02	107.66

Calcul des armatures :

-Le radier se calcul comme un plancher renversé.

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

En travée :**Détermination des armatures à l'Etat limite ultime :**

$$M_u = 195 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.1 \mu < \mu_{AB} = 0.372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

Détermination des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{195000}{435 \times 0,947 \times 37} = 12.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Acier FeE500: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 12.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$(9\text{T}14/\text{m})_L \longrightarrow A = 13.85 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{161500}{267 \times 100 \times (37)^2} = 0.004$$

$$\mu_1 = 0.003 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28.48 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{28.48} = 9.37 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{161500}{267 \times 0.885 \times 37} = 18.47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$9\text{T}12/\text{ml} + 6\text{T}14/\text{ml} \rightarrow A = 19.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau46 : Tableau récapitulatif du ferrailage du radier

		$A_{\text{cal}}[\text{cm}^2/\text{ml}]$	$A \text{ choisi}[\text{cm}^2/\text{ml}]$	Espacement (cm)
Sens X-X	Travée	13.85	9HA14	14
	Appuis	13.85	9HA14	14
Sens Y-Y	Travée	19.42	9HA12+6HA14	14
	Appuis	19.42	9HA12+6HA14	14

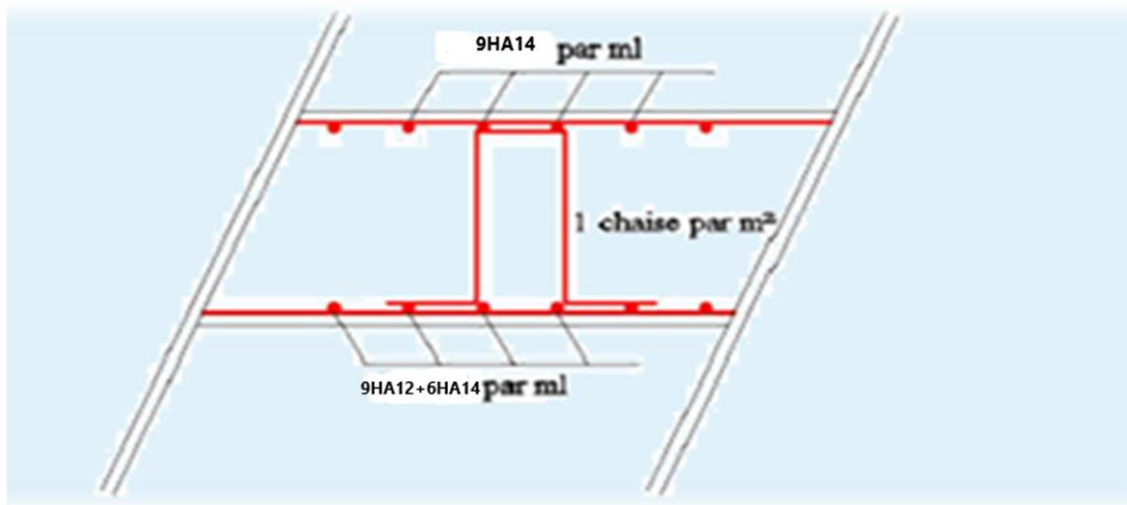


FIGURE 44: FERRAILLAGE DU RADIER

CONCLUSION GENERAL

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes technique et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

En fin de compte, la construction des bâtiments est un domaine en constante évolution, et il est essentiel de rester à la pointe des dernières avancées technologiques et des meilleures pratiques de l'industrie.

Cette étude a fourni une base solide pour la réalisation d'un bâtiment R+7, en mettant en avant les défis à relever et les opportunités à saisir pour créer un édifice de qualité qui contribuera positivement à l'environnement bâti de la région.

En conclusion, la conception et la réalisation d'un bâtiment R+7 représentent un défi passionnant qui nécessite une approche intégrée de la conception, de la planification et de l'exécution. La réussite de ce projet dépendra de la collaboration étroite entre diverses disciplines, de la gestion de projet efficace, de la conformité aux réglementations en vigueur et de la réalisation d'un bâtiment sûr, durable et fonctionnel pour ses occupants. Ce mémoire d'étude a permis d'explorer en détail ces aspects et fournit une base solide pour la réalisation réussie de ce projet.

Plan de travail :

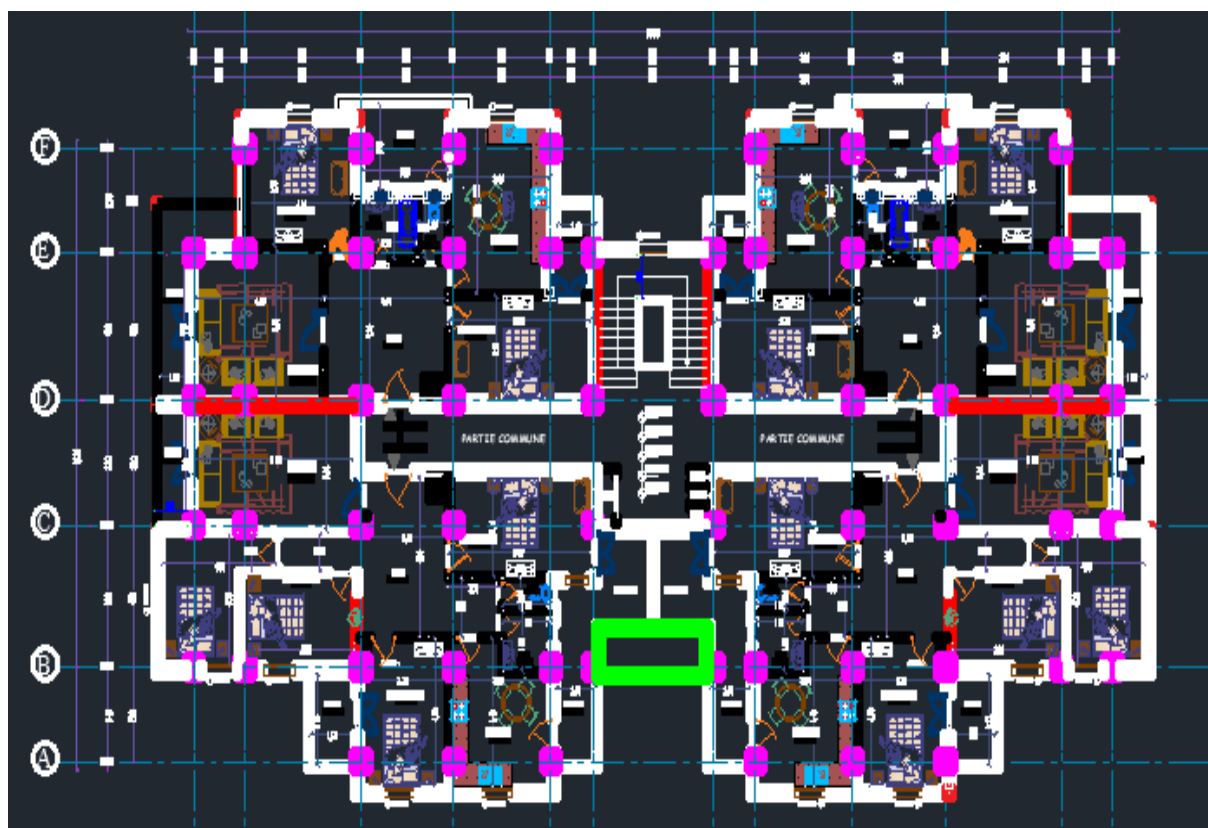


FIGURE 45: PLAN AUTOCAD

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2024.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation DTR.B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93.
- Béton armé aux états limites BAEL91.

Les logiciels :

- Word2016
- Robot Structural Analysis Professional 2023
- AutoCad2023
- Excel2016
- Robot expert
- RDM6
- Office2019

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.