



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté des Sciences et de Technologie

Département : Génie Civil

Option : Structures



Effet de l'interaction voile–Poteau sur le renforcement des structures

Réalisé par : ATAMNIA Rabab

ATAMNIA Assia

Soutenu devant le jury composé de :

Ahmed SEDDIKI	MCA	Université de M'sila	Président
Zine El Abidine RAHMOUNI	Professeur	Université de M'sila	Encadrant
Mohamed HAMDAOUI	Docteur	Université de M'sila	Co-Encadrant
Abdeslam BNYAHIA	MAA	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2025/2026

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la santé, la force et la patience nécessaires pour achever ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à nos familles pour leur soutien constant, leurs encouragements et leur confiance tout au long de notre parcours universitaire.

Nos sincères remerciements vont à nos encadreurs,

Pr : Zine El Abidine RAHMOUNI

Dr : Mohamed HAMDAOUI

pour leur disponibilité, leurs précieux conseils, leur suivi rigoureux et leurs remarques constructives qui ont largement contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements à l'ensemble des enseignants du département pour la qualité de la formation dispensée durant toutes ces années.

Enfin, nous tenons à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer ce travail et pour leurs observations pertinentes lors de la soutenance.

Dédicace

À mes chers parents, source d'amour et de soutien indéfectible. Sans vous, rien n'aurait été possible.

À mes frères et sœurs, joie de la maison et compagnons de vie. Merci pour votre aide constante.

A nos neveux et nièces, le bonheur de la famille.

À mes chères amies, merci d'avoir transformé l'effort en beaux souvenirs.
Je vous dédie ce travail avec toute ma reconnaissance et ma gratitude.



Jumelles:
Rabab&Assia



Classe of 2026

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur, portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x, I_y	Moment d'inertie.

L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
$\bar{f}$	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
F_{bc}	Contrainte de calcul.
F_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour
F_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
F_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
I_x, I_y	Rayon de giration.

Table des matières

Liste des tableaux.....	
Liste des figures.....	
ملخص	
Abstract	
Introduction générale :	1
I. Chapitre I - 1.Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I. 2.Présentation de l'ouvrage :	4
I. 2.1. Caractéristiques générales de la structure :	4
I. 2.2. Données du site : σ_{sol}	7
I. 3.Caractéristiques mécaniques des matériaux :	7
I. 3.1. Béton	7
I. 3.1.1. Dosage du béton :	7
I. 3.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :	8
I. 3.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :	8
I. 3.1.4. Déformations longitudinales :	8
I. 3.1.5. Coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91) :	9
I. 3.1.6. Contraintes limites selon le règlement : [5]	9
I. 3.2. Acier :	11
I. 3.2.1. Caractéristiques mécaniques des armatures	11
I. 3.2.2. Contraintes limites et comportement en traction :	11
I. 4.CONCLUSION :	12
II. Chapitre II - 1.Introduction :	14
II. 2.Charges réglementaires :	14
II. 2.1. Charges permanentes (G) :	14
II. 2.1Charges d'exploitation (Q) :	14
II. 3.Descente de charges : DTR B.C.2.2[7]	15
II. 3.1. Plancher terrasse inaccessible :	15
II. 3.2. Planchers courants à usage d'habitation :	16
II. 3.3. Balcons des étages courants :	16
II. 3.4. Balcon terrasse :	17
II. 3.5. Murs extérieurs en maçonnerie :	17
II. 3.6. Acrotères :	17
II. 3.7. Escaliers :	18

II.	3.7.1. Palier :	18
II.	3.7.2. Paillasse :	18
II.	4.Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires :	19
II.	4.1. Planchers :	19
II.	4.1.1. Planchers à corps creux :	19
II.	4.1.2. Poutrelles :	20
II.	4.1.3. Dalle pleine :	21
II.	4.2. Poutres :	21
II.	4.2.1. Poutres principales :	22
II.	4.2.2. Poutres secondaires :	22
II.	4.3. Poteaux :	23
II.	4.3.1. Surfaces de reprise des charges.....	23
II.	4.3.2. Charges et surcharges appliquées aux poteaux.....	24
II.	4.3.3. Vérification des conditions réglementaires (RPA 2024).....	27
II.	4.4. Escaliers	29
II.	4.5. Voiles	31
II.	4.5.1. Épaisseur minimale des voiles.....	31
II.	4.5.2. Longueur efficace	32
II.	4.5.3. Rôle des voiles dans le contreventement sismique	32
II.	5.CONCLUSION :	33
III.	Chapitre II - 1.Notions générales du comportement sismique des structures	35
III.	1.1. Objectifs de la protection parasismique	35
III.	1.2. Principes de conception.....	35
III.	2.Comportement des structures en portiques	35
III.	2.1. Définition et fonctionnement	35
III.	2.2. Caractéristiques et limitations	35
III.	3.Comportement des structures contreventées par voiles	36
III.	3.1. Définition et fonctionnement	36
III.	3.2. Caractéristiques	36
III.	4.Principe mécanique de l'interaction voile poteaux.....	36
III.	4.1. Systèmes mixtes	36
III.	4.2. Distribution des efforts	37
III.	5.Effets favorables et défavorables de l'interaction selon RPA2024.....	37
III.	5.1. Critères de qualité (QF)	38
III.	6.CONCLUSION :	38
IV.	Chapitre IV - 1.Modélisation structure initial :	40

IV.	1.2. Définition de la structure :.....	40
IV.	2.Méthodes d'analyse sismique adoptées	40
IV.	2.1. Choix de la méthode de calcul	41
➤	Méthode D'analyse Modale Spectrale	41
➤	Classification de l'ouvrage :.....	41
IV.	2.2. Disposition des voiles dans le bâtiment.	42
IV.	2.3. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024 :.....	42
IV.	2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure :	43
IV.	2.5. Spectre de calcul :	44
IV.	3.Vérifications réglementaires selon le RPA 2024	47
IV.	3.2. Vérification du nombre de modes à considérer	47
IV.	3.3. Vérification de la période	48
IV.	3.4. Estimation empirique de la période fondamentale	49
IV.	3.4.1. Calcul de la force sismique totale	50
IV.	3.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques (RPA 2024)	51
IV.	3.5. Vérification de l'effort normal réduit :	52
IV.	3.6. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Etage.....	53
IV.	3.7. Classification du système de contreventement :.....	53
➤	Suivant la direction x :	53
➤	Suivant la direction Y :	53
•	Spectre de calcul.....	54
IV.	3.8. DIAPHRAGME RIGIDE OU FLEXIBLE 2.6.2 :.....	55
IV.	3.9. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :.....	56
IV.	3.10. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :.....	56
➤	Sens x :.....	57
➤	Sens y :.....	58
IV.	3.11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	58
IV.	3.11.1. Vérification au renversement :	58
➤	Sens x.....	59
➤	Sens y :.....	59
IV.	3.12. Résistance des planchers (Diaphragmes) :	60
IV.	4.Conclusion :	62
V.	Chapitre V - 1.Modélisation du renforcement avec interaction Portiques -voiles.....	64
V.	1.1. Modèle 3D de la structure renforcée :	64
V.	1.2. Caractéristiques (résultats) Dynamiques :.....	64
V.	1.3. Analyse et discussion des résultats :	65

V.	1.4. Force sismique et Coefficient de correction :.....	65
V.	1.5. Répartition de l'effort tranchant :.....	65
V.	1.6. Vérification des déplacements inter-étages :.....	66
V.	1.7. Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) :	66
V.	1.8. Vérification de l'effort normal réduit :	67
V.	2.Modélisation du renforcement sans interaction voile–poteaux	67
V.	2.1. Modèle 3D de la structure renforcée : vue en plan	67
V.	2.2. Calcul de la force sismique totale	68
V.	2.3. Caractéristiques Dynamiques :	68
V.	2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques (RPA 2024) :.....	69
V.	2.4.1. Justification de la correction :	69
V.	2.5. Répartition de l'effort tranchant :.....	70
V.	2.6. Vérification des déplacements inter-étages :	70
V.	2.7. Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) :	71
V.	2.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	71
V.	3.Analyse comparative des deux variantes de renforcement	72
V.	3.1. Interprétation des résultats :.....	73
V.	4.Conclusion	74
CHAPITRES VI : ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION		
VI.	1.Introduction :	76
VI.	2.Analyse des périodes propres et des modes de vibration :	78
VI.	3.Analyse des efforts sismiques globaux (Force sismique totale V).....	78
VI.	4.Analyse des déplacements et dérives inter-étages :.....	78
VI.	5.Efforts internes dans les poteaux et les voiles (Effort normal réduit) :	79
VI.	6.Discussion et interprétation des résultats.....	80
VI.	7.Conclusion – Choix du modèle le plus performant	80
VII.	Chapitre VII - 1.Introduction :	82
VII.	2.Calcul du ferrailage des poteaux :.....	82
VII.	2.1. Ferrailage longitudinal :.....	83
VII.	2.2. Ferrailage transversal :.....	83
VII.	3.FERRAILLAGE DES POUTRES :	88
VII.	3.1. Poutre principale (30x45) cm ²	88
VII.	3.2. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE :.....	89
Tableau .24 : Ferrailage des poutres secondaires		90
VII.	4.Ferrailage des voiles :	91
VII.	4.2. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES VOILES :	91

$Vd = NdBC \times fc28 \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11)$	91
VII. 4.3. JUSTIFICATION DE FERRAILLAGE DES VOILES :	91
VII. 4.3.1. Ferrailages des voiles et des trumeaux :	91
VII. 5.Conclusion :	96
CONCLUSION GÉNÉRALE	Erreur ! Signet non défini.
Liste des références	99

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

Tableau I.1 : Tableau de Types et nuance d'acier et leur valeur.....11

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau II. 1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible). 15

Tableau II. 2 : Charge pour plancher (étage courant). 16

Tableau II. 3 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant. 16

Tableau II. 4 : Charge de Balcon terrasse (la dalle pleine). 17

Tableau II. 5 : Charge permanents des murs extérieurs. 17

Tableau II. 6 : Evaluation des charges de l'acrotère. 18

Tableau II. 7 : Évaluation des charges du palier. 18

Tableau II. 8 : Évaluation des charges du Paillasse. 18

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation. 24

Tableau II.10 : Évaluation des poids propres des poteaux. 26

Tableau II .11 : Descente de charge du poteau. 26

CHAPITRE III : COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ET INTERACTION VOILE-POTEAUX

Tableau III.1 : Effets favorables et défavorables de l'interaction voile-poteaux selon le RPA2024.....37

CHAPITRE IV : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR INSERTION DE VOILES

TableauIV.1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i 43

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T 44

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R. 45

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q 46

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher, A, pour $T_r=475$ ans. 46

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance. 46

Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1(Zones IV, V et VI). 47

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT. 47

Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base. 51

Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion. 51

Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité.....	51
Tableau VI.12 : Résultats de la rigidité latérale par étage (Sens X et Y)	52
Tableau VI.13: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	52
Tableau IV. 14 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Etage.....	53
Tableau IV. 15 : Synthèse des déplacements et vérification de la condition de rigidité du Diaphragme.....	55
Tableau IV. 16 : Vérification de déplacement.....	56
Tableau IV. 17 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens x.	57
Tableau IV. 18 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens y.....	57
Tableau IV. 19 : Vérification au renversement sens x.	58
Tableau IV. 20 : Vérification au renversement sens Y.	59
Tableau IV. 21 : Vérification de la résistance de diaphragmes direction X.	60
Tableau IV. 22 : Vérification de la résistance de diaphragmes direction Y.	61

CHAPITRE V : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR AJOUT DE VOILES

Tableau V.1 : Périodes et facteurs de participation massique (Modèle avec Interaction)	63
Tableau V. 2 : Résultats finaux de la force sismique à la base	64
Tableau V. 3 : de répartition de l'effort tranchant entre les voiles et les poteaux selon les directions X-X et Y-Y.	64
Tableau V. 4 : Vérification de déplacement.....	65
Tableau V. 5 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ).....	65
Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation massique (Modèle sans Interaction)	67
Tableau V. 7 : La force sismique V dynamique à la base.	68
Tableau V. 8 : Résultats finaux de la force sismique à la base (Après correction)	68
Tableau V.9 : Répartition de l'effort tranchant dans une structure à portiques (sans interaction voile-poteaux).	69
Tableau V. 10 : Vérification de déplacement dans une structure à portiques (sans interaction voile-poteaux).	69
Tableau V. 11 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ).....	70

Tableau V. 12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (sans interaction).....	70
Tableau V. 13 : Analyse comparative des résultats (avec et sans interaction).	71

CHAPITRES VI : ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

Tableau VI.1: Comparaison des périodes fondamentales (T) des différentes variantes de disposition des voiles.....	77
Tableau VI.2: Comparaison des efforts sismiques totaux V entre les modèles étudiés.....	77
Tableau VI. 3 : Comparaison des déplacements maximaux et des dérives inter-étages par modèle.....	78
Tableau VI. 4 : Vérification de l'effort normal réduit (v) dans les poteaux pour les modèles étudiés.	78
Tableau VI. 5 : récapitulatif de comparaison et d'évaluation des modèles.....	79

CHAITRE VII : FERRAILLAGE

Tableau VII.1 : Les sollicitations sur le poteau45×45.....	81
Tableau VII.2 : Les sollicitations sur le poteau40×40.....	83
Tableau VII.3 : Les sollicitations sur le poteau35×35.....	85
Tableau VII.4: Ferrailage des poutres principale	89
Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres secondaires	90

Liste des figures

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

Figure I. 1 : Vue en plan de RDC du bâtiment.	5
Figure I. 2 : Vue en coupe du bâtiment.....	6
Figure I.3: Diagramme des contraintes du béton.....	9
Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	10
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.....	11

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure II. 1 : Plancher terrasse à corps creux.....	15
Figure II. 2 : Plancher étage.....	16
Figure II. 3 : Plancher à corps creux.....	20
Figure II.4 : Poutrelle.....	21
Figure II. 5 : Surface afférente du poteau.....	25
Figure II. 6 : Schéma d'un escalier.....	29
Figure II. 7 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.....	31
Figure II. 8 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	31

CHAPITRE IV : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR INSERTION DE VOILES

Figure IV.1 : Vue globale de la structure.....	40
Figure IV.2: Disposition des voiles dans le bâtiment.....	42
Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe X.....	48
Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.....	48
Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	49
Figure IV. 6 : Distribution de l'effort tranchant	54
Figure IV. 7 : Spectre pour démarrage de modélisation.....	54

CHAPITRE V : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR AJOUT DE VOILES

Figure V. 1 : Modèle 3D de la structure renforcée.....63

Figure V. 2 : Modélisation du renforcement sans interaction voile-poteaux.....66

CHAPITRES VI : ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

Figure VI.1 : Disposition des voiles dans la variante 01 (Modèle Optimal).....75

Figure VI.2 : Disposition des voiles dans la variante (Modèle Asymétrique) 76

Figure VI.3 : Disposition des voiles dans la variante unidirectionnelle (Sens-X).....76

CHAITRE VII : FERRAILLAGE

Figure VII. 1 : As cal de poteaux (45×45) cm^2 82

Figure VII. 2 : As cal de poteaux (40×40) cm^2 84

Figure VII. 3 : As cal de poteaux (35×35) cm^2 86

Figure VII. 4 : Schéma de ferrailage poteau.....88

Figure VII. 5 : Fenêtre des résultats de ferrailage de la poutre principale (30 x45) (EXPERT
BA).....89

Figure VII. 6 : Fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires (30 x40) (EXPERT
BA).....90

Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage poutres principales.....91

Figure VII. 8 : Schéma de ferrailage poutres secondaires.....91

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة تأثير التفاعل بين الجدران القصية **voiles** والأعمدة الخرسانية على فعالية تدعيم المنشأ الخرسانية المسلحة وتحسين أدائها الزلزالي. تم اختيار بناية سكنية مكونة من طابق أرضي وخمسة طوابق (**R+5**) كنموذج للدراسة، حيث تم إجراء دراسة شاملة شملت توصيف المنشأ، حساب الأحمال، التقدير الأولي للأبعاد، والتحليل الزلزالي وفق القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

تمت نمذجة المنشأ وتحليل سلوكه الديناميكي باستعمال برنامج **ROBOT Structural Analysais 2021**، مع اعتماد التحليل الطيفي متعدد الأنماط لتحديد الاستجابة الزلزالية. كما تمت دراسة عدة حالات تدعيم بإضافة الجدران القصية ومقارنة النماذج مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير التفاعل بين الجدران والأعمدة وبدونه.

أظهرت النتائج أن أخذ التفاعل **Voile-Poteaux** بعين الاعتبار يساهم في تحسين توزيع القوى الداخلية وتقليل الإزاحات والانحرافات الأفقية، مما يؤدي إلى زيادة صلابة المنشأ وتحسين أدائه الزلزالي. وفي النهاية تم تصميم وتسليح

العناصر الإنشائية الرئيسية وفق متطلبات **BAEL 91 modifié** و **CBA93** و **RPA 2024**

الكلمات المفتاحية:

التفاعل بين الجدران والأعمدة، التدعيم الزلزالي، الخرسانة المسلحة، الجدران القصية

ROBOT Structural Analysais

.2021, RPA 2024, BAEL 91

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude de l'effet de l'interaction voile-poteaux sur l'efficacité du renforcement des structures en béton armé et sur l'amélioration de leur comportement sismique.

L'étude a été réalisée sur un bâtiment d'habitation de type R+5, à travers une démarche comprenant la présentation de l'ouvrage, la descente de charges, le prédimensionnement des éléments structuraux et l'analyse sismique conformément au règlement parasismique algérien RPA 2024

La modélisation numérique et l'analyse dynamique de la structure ont été effectuées à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysais 2021, en utilisant la méthode d'analyse modale spectrale. Plusieurs variantes de renforcement par ajout de voiles ont été étudiées et comparées afin d'évaluer l'influence de l'interaction entre les voiles et les poteaux sur la réponse globale de la structure

Les résultats obtenus montrent que la prise en compte de l'interaction voile-poteaux améliore la répartition des efforts internes, réduit les déplacements latéraux et augmente la rigidité globale du bâtiment, ce qui conduit à une meilleure performance sismique. Enfin, le dimensionnement et le ferrailage des principaux éléments porteurs ont été réalisés conformément aux règlements BAEL 91 modifié 99, CBA93 et RPA 2024

Mots-clés:

Interaction voile-poteaux, renforcement parasismique, béton armé, voiles de contreventement, ROBOT Structural Analysais 2021, RPA 2024, BAEL 91

Abstract**(English)**

This dissertation investigates the effect of shear wall-column interaction on the strengthening efficiency and seismic performance of reinforced concrete structures. A residential building composed of a ground floor and five stories (R+5) was selected as a case study. The work includes structural presentation, load assessment, preliminary sizing of structural elements, and seismic analyses according to the Algerian seismic code (RPA 99 / Version 2021). The structure was modeled and analyzed using ROBOT Structural Analysis 2021 software. A modal spectral analysis was carried out to evaluate the seismic response. Several strengthening configurations based on the addition of shear walls were studied and compared in order to assess the influence of wall-column interaction on the overall structural behavior. The results demonstrate that considering shear wall-column interaction improves the distribution of internal forces, reduces lateral displacements and story drifts, and increases the overall stiffness of the structure, leading to enhanced seismic performance. Finally, the design and reinforcement detailing of the main structural elements were carried out in accordance with BAEL 91 modified 99, CBA 93, and RPA 99 / Version 2021 requirements.

Keywords: Shear wall-column interaction, seismic strengthening, reinforced concrete, shear walls, ROBOT Structural Analysis 2021, RPA 99/2024, BAEL 91

Introduction générale

Introduction générale :

L'Algérie occupe une position géographique privilégiée mais également exposée à une activité sismique significative, située sur une plaque tectonique active qui génère des séismes récurrents d'intensités variables. Le pays a connu plusieurs catastrophes sismiques destructrices au cours des dernières décennies, notamment le séisme de Boumerdès en 2003 et le séisme d'Alger en 2021, qui ont causé des pertes humaines et matérielles considérables. Cette réalité souligne l'urgence de réévaluer la capacité des structures existantes à résister aux sollicitations sismiques [6].

Les bâtiments à ossature en béton armé constituent le système constructif le plus répandu dans le patrimoine immobilier algérien. Cependant, beaucoup d'entre eux ont été réalisés avant l'entrée en vigueur des réglementations techniques modernes, ce qui les expose à des insuffisances de conception ou d'exécution compromettant leur performance sismique [7].

Ces insuffisances comprennent généralement l'absence de poutres de liaison entre les poteaux, la faiblesse des nœuds structuraux, le renforcement transversal insuffisant, ainsi que l'utilisation de méthodes de coulage obsolètes ne répondant pas aux normes actuelles

Les ingénieurs civils algériens font face à un défi fondamental consistant à traiter le parc immobilier existant qui nécessite une évaluation et une mise à niveau parasismique. La problématique centrale réside dans la manière de renforcer ces bâtiments tout en garantissant une élévation de leur niveau de performance sismique conforme aux règlements techniques en vigueur, notamment les Règles Parasismiques Algériennes RPA2024[3]. Le processus de renforcement ne se limite pas simplement à l'ajout de nouveaux éléments structuraux, mais nécessite une compréhension approfondie du comportement global du bâtiment et de la manière dont les charges se transfèrent des éléments porteurs vers les fondations [8].

Parmi les défis majeurs auxquels font face les ingénieurs de renforcement figure l'interaction complexe entre les différents éléments structuraux.

En particulier, les voiles (ou murs de cisaillement) constituent un élément structural crucial dans le système de résistance aux forces horizontales, grâce à leur capacité élevée à reprendre les efforts de cisaillement et de moment grâce à leur efficacité géométrique. Cependant, la pratique montre que ces voiles fonctionnent rarement de manière isolée, car ils sont généralement connectés aux poteaux et aux poutres pour former un système structural intégré.

La compréhension de la nature de l'interaction entre les voiles et les poteaux revêt une importance capitale pour plusieurs raisons essentielles. D'une part, cette interaction influence la distribution des efforts internes entre les différents éléments, déterminant ainsi l'efficacité de chaque élément dans la résistance aux charges sismiques. D'autre part, négliger cette interaction dans l'analyse et la conception du renforcement peut conduire à des résultats trompeurs et à un comportement structural inattendu lors des séismes [10]. De plus, les poteaux connectés aux voiles peuvent être soumis à des efforts normaux et des moments supplémentaires résultant de cette interaction, ce qui doit être pris en compte lors de la conception des éléments de renforcement.

Ce travail de recherche vise à étudier et analyser l'effet de l'interaction entre les voiles et les poteaux sur l'efficacité des techniques de renforcement des structures en béton armé, en mettant l'accent sur l'optimisation de cette interaction pour améliorer la performance sismique. Les objectifs spécifiques incluent l'étude du comportement structural des éléments interactifs à l'aide de modèles numériques avancés, l'évaluation de l'impact de cette interaction sur la distribution des contraintes et des déformations, et la proposition de solutions de renforcement tenant compte de cette interaction et assurant l'équilibre entre l'efficacité économique et la sécurité structurale [11].

Enfin, ce mémoire est structuré en sept chapitres principaux :

- **Chapitre I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL**
- **Chapitre II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX**
- **Chapitre III : COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ET INTERACTION VOILE-POTEAUX**
- **Chapitre IV : MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE SISMIQUE**
- **Chapitre V : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR AJOUT DE VOILES**
- **Chapitre VI : ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION**
- **CHAITRE VII : Ferrailage**

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

I. 1. Introduction

Le présent chapitre a pour objet de présenter l'ouvrage étudié et d'énoncer les hypothèses de calcul retenues pour l'analyse de l'effet d'interaction voile-poteaux sur le renforcement des structures. Après une courte description générale du bâtiment (type, affectation, nombre d'étages, système porteur et régularité), sont présentées les caractéristiques du site (zone et paramètres sismiques, nature du sol) ainsi que le règlement parasismique retenu (RPA 2024) [3]. Enfin, les propriétés mécaniques des matériaux utilisés (béton et acier) et les contraintes limites retenues sont précisées pour assurer la cohérence des modèles et des vérifications ultérieures.

I. 2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation de type (R+5), contreventé par un système mixte (portiques et voiles), le bâtiment est implanté à la wilaya de M'sila a commune m'sila classée par le règlement parasismique Algérienne R.P.A24 au zone 4 (zone de moyenne A sismicité), Le site est considéré comme un site ferme (S2).

I. 2.1. Caractéristiques générales de la structure :

- ☐ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48m) .
- ☐ Nombre d'étages R+5 ET Hauteur totale H= 18.36m.
- ☐ Caractéristiques dimensionnelles :

La structure étudiée à comme caractéristiques géométriques ce qui suit :

- Largeur en plan ----- 25.90 m.
- Longueur en plan ----- 19.70m .
- Hauteur du RDC -----3.06 m .
- Hauteur étage courant -----3.06 m.
- Hauteur totale -----18.36 m. « acrotère non compris ».
- La hauteur de l'acrotère est de : 60 cm.

- ☐ Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles.
- ☐ Régularité en plan et en élévation :

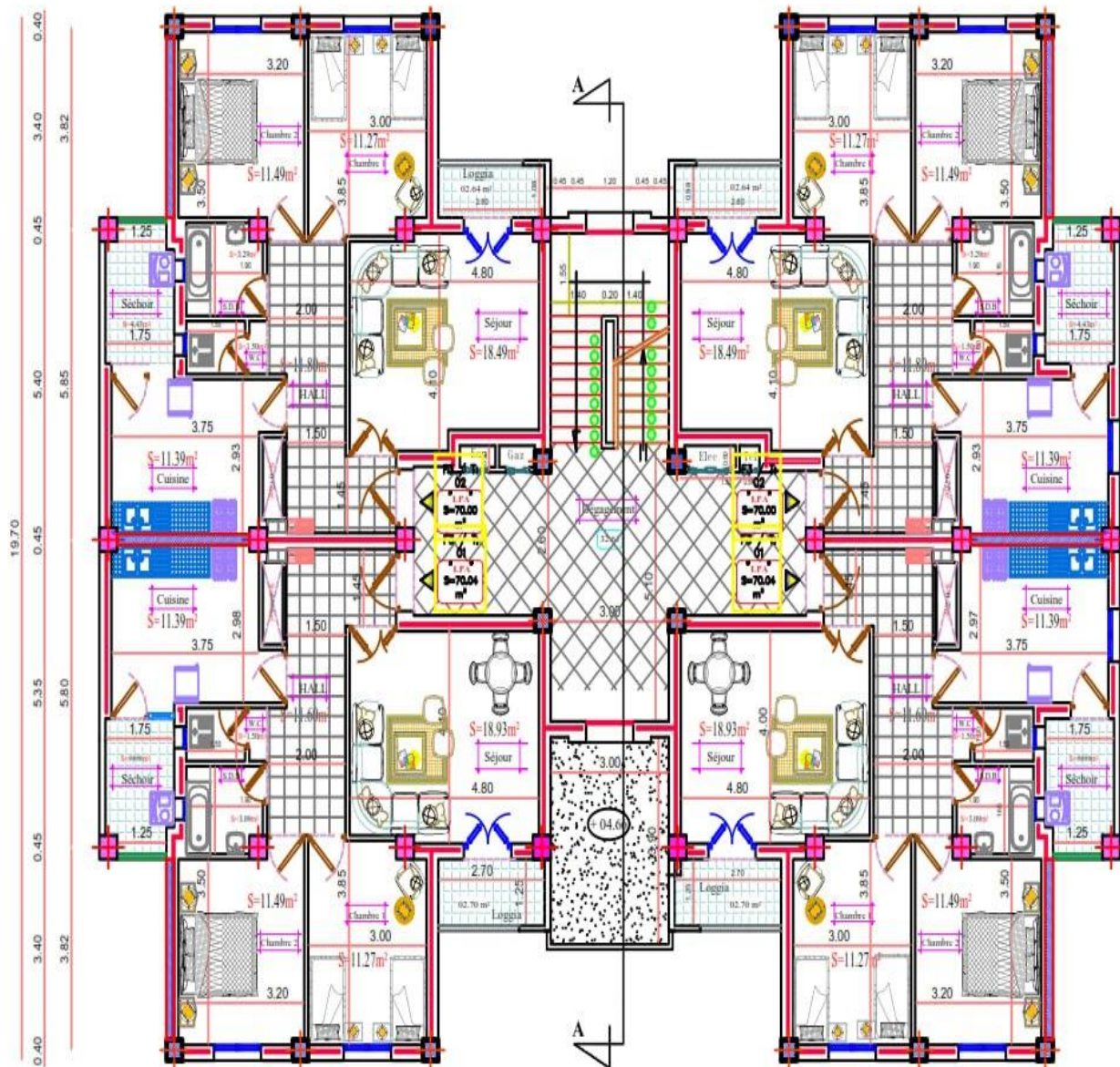
La régularité en plan $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{25.90}{19.70} = 1.31 \leq 4$ v

$$\frac{l_{x1}+l_{x2}+l_{x3}}{L_x} = \frac{1.70+1.70+9.50}{25.90} = 0.49 \leq 0.25 \quad \text{N.V}$$

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

$$\frac{l_{y1}+l_{y2}}{L_y} = \frac{3.60+3.60}{19.70} = 0.36 \leq 0.25 \quad \text{N.V la structure irrégulière en plan}$$

La régularité en élévation $\frac{L}{L_x} = \frac{19.36}{25.90} = 0.74 > 0.67$ la structure régulière en élévation



PLAN D'ETAGE RDC ECH 1/50

Figure I. 1 : Vue en plan de RDC du bâtiment.

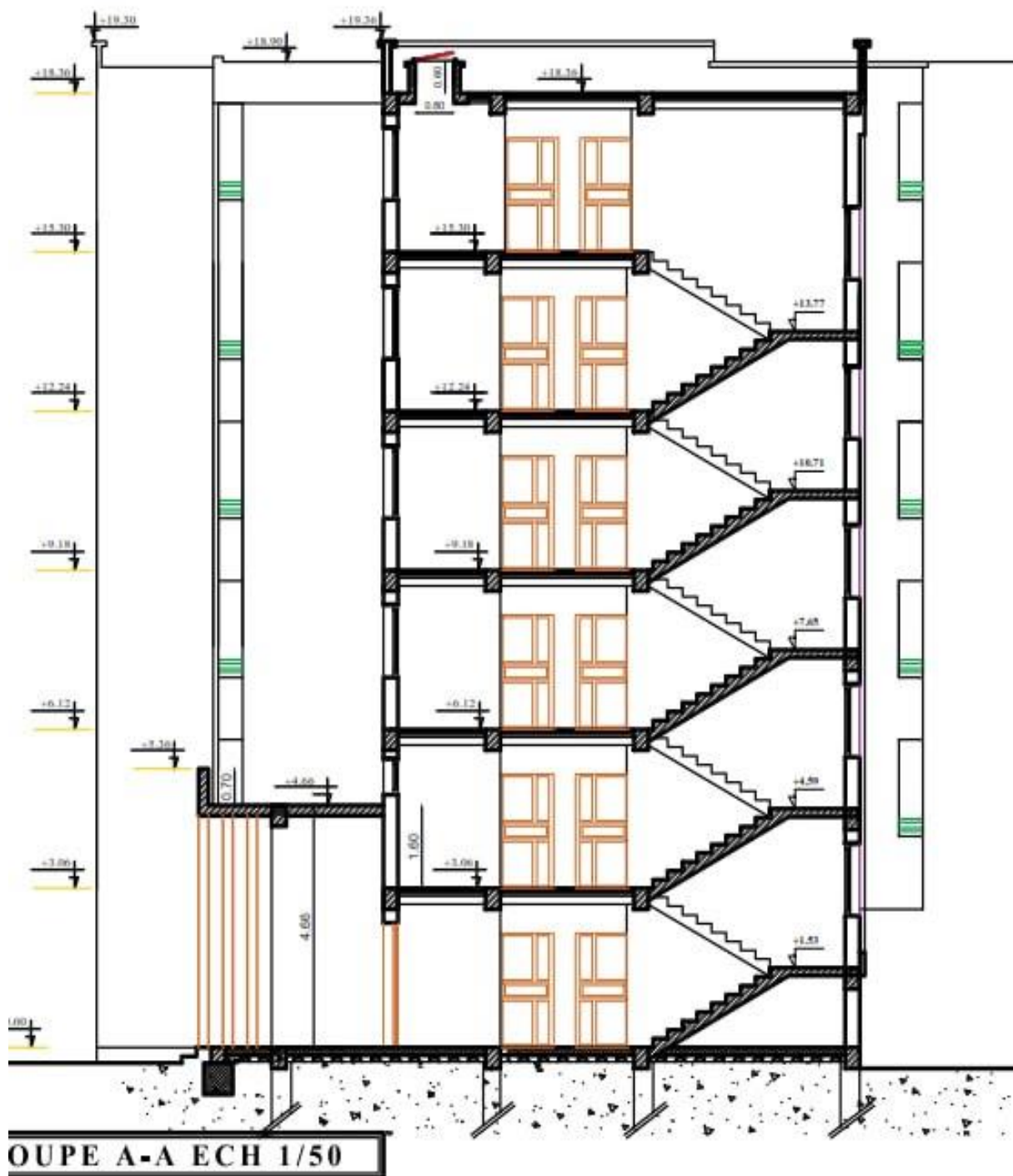


Figure I. 2 : Vue en coupe du bâtiment.

I. 2.2. Données du site : σ_{sol}

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 2024 comme zone de moyenne à élevée (zone 4).

Le site est considéré comme un site Ferme et sa Contrainte admissible du sol Zone A : une contrainte de 2.0 bars Zone B : une contrainte de 2.2 bars

- La réglementation utilisée :**

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

La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règlements :

- * D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- * D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- * BAEL 91 modifié 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- * D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA 2024) ...

I. 3.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux employés dans la construction respecteront les normes techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[2], le règlement au béton armé aux états limites BAEL 91[1] ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2024[3].

I. 3.1. Béton : Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil. Il résulte du mélange de ciment, de granulats (sable et gravillons) et d'eau de gâchage. Lorsqu'on y introduit des aciers (armatures disposées stratégiquement pour compenser les efforts de traction), on obtient du béton armé. La résistance du béton est généralement définie par sa valeur caractéristique à la compression, mesurée à 28 jours, avec une résistance typique requise de $f_{c28} = 25$ MPa

I. 3.1.1. Dosage du béton : Un mètre cube de béton possède une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400 Kg/m³ et est composé de quantité suivante : [4]

- 350 g de ciment CPA 325.
- 400 L de sable Dg $\leq$ 5 mm
- 800 L de gravillon Dg $\leq$ 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I. 3.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit : [1]

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

I. 3.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante : [1]

$$F_t = 0.6 + 0.06 \times F_{cj}$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I. 3.1.4. Déformations longitudinales :

Deux modules de déformation longitudinale :

● Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à : [1].

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \quad \text{CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)}$$

Pour $F_{cj} = 25$ MPa On a $E_{ij} = 32164.2$ MPa.

● Déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{(CBA 93[ART 2.1.2.2] P7).}$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa. On a $E_{vj} = 10818.87$ MPa

I. 3.1.5. Coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversal}}{\text{déformation longitudinal}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

ν : Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations (dans E. L. U.)} \\ \nu = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations (dans E. L. S.)} \end{cases} \quad \text{CBA 93[ART 2.1.2.3] P8)}$$

I. 3.1.6. Contraintes limites selon le règlement : [5]

➤ Etat limite ultime :

● Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L. U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

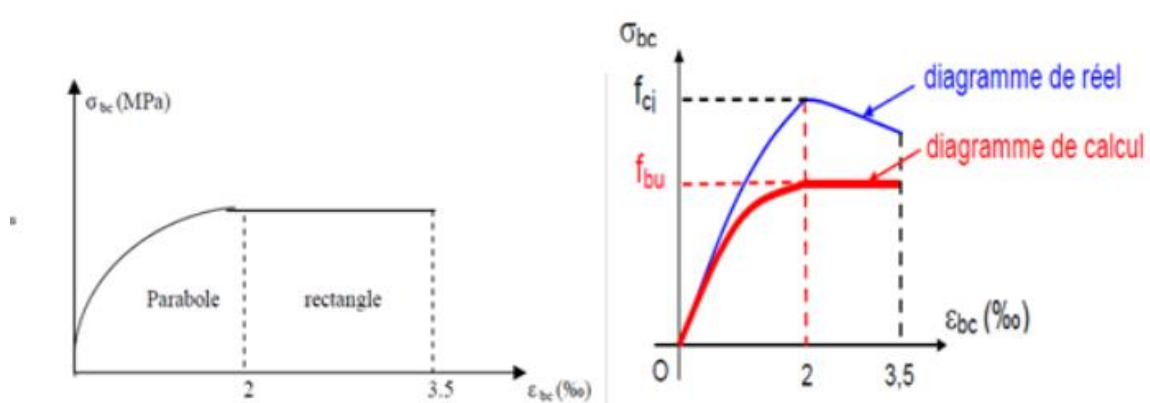


Figure I.3: Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité .

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.2$ en situations accidentelles.

Θ : dépend de la durée d'application des charges.

$\Theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.

$\Theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\Theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$f_{bu}=14.17$ MPa pour : $\gamma_b =1,5$.

$f_{bu}=17.71$ MPa pour : $\gamma_b =1,2$

• Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$.

$\tau_{adm} = \min (0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25$ MPa donc :

$\tau_{adm} = 3.33$ MPa fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.5$ MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ Etat limite de service :

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

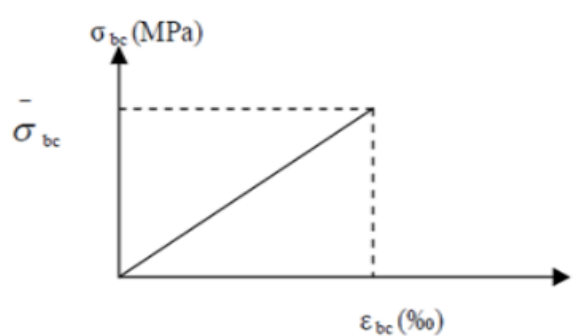


Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

I. 3.2. Acier :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

I. 3.2.1. Caractéristiques mécaniques des armatures :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées

Tableau I.1 : Tableau de Types et nuance d'acier et leur valeur

Las Armatures à hautes Adhérences (HA)	Nuance	Fe
	FeE400	400
Les Ronds lisses (RL)	Nuance	Fe
	FeE215	215

I. 3.2.2. Contraintes limites et comportement en traction :

- **ELU : [4].**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

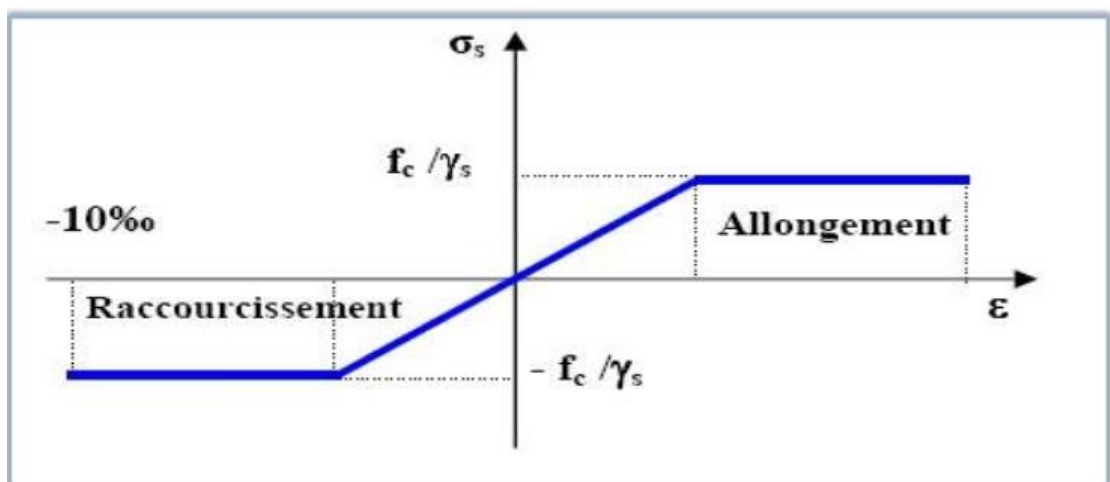


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.

$\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

ε_s = Allongement relatif

$E_s = 210000 \text{ MPA}$.

Pour notre cas :

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Cas générale.

$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow$ Cas des combinaison accidentelles.

- **ELS :**

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

- ☐ **Fissuration peu nuisible (BAEL91Art A-4.5.32) [1] :** L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte ($\bar{\sigma}_s = f_e$)
- ☐ **Fissuration préjudiciable (BAEL91Art A-4.5.33) [1] :** $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) ; [\text{MPa}]$
- ☐ **Fissuration très préjudiciable (BAEL91Art A-4.5.34) [1] :** $\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) ; [\text{MPa}]$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{pour l'acier haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

I. 4. Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter les éléments essentiels à la compréhension de l'ouvrage étudié et de ses caractéristiques générales. Il fournit donc une base nécessaire à l'étude de l'interaction voile-poteaux et de son influence sur la rigidité, la résistance et le comportement structural de l'ouvrage.

**CHAPITRE II :
DESCENTE DE CHARGES ET
PRÉDIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS STRUCTURAUX**

II. 1.Introduction :

La descente de charges et le prédimensionnement des éléments structuraux constituent les premières étapes fondamentales dans l'analyse et la conception d'une structure en béton armé. Ces opérations permettent d'évaluer les charges permanentes et d'exploitation s'exerçant sur les planchers, puis de les transmettre de manière structurée aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles), en vue d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de préparer le dimensionnement final conformément aux règles réglementaires. [RPA 2024, Chapitre 3] [3].

Dans le contexte algérien, la réglementation parasismique RPA 2024 impose des prescriptions précises concernant la détermination des charges, leurs combinaisons et la répartition des éléments de contreventement, en particulier pour les bâtiments implantés en zones de moyenne à forte sismicité. [RPA 2024, Chapitre 3] [3] Ces règles visent à garantir un comportement structure satisfaisant sous sollicitations sismiques, en limitant les déformations excessives et en assurant une dissipation adéquate de l'énergie sismique. [RPA 2024, Chapitres 3 et 7] [3].

II. 2.Charges réglementaires :

Les charges réglementaires désignent les charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) définies dans le Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.2[12] du Ministère de l'Habitat, appliquées avec les RPA 2024 (DTR B.C. 2.48) pour le dimensionnement sismique. Elles sont calculées en valeurs nominales et intégrées dans les combinaisons comme $1,35G + 1,5Q + E$ pour les ELU sismiques. (DTR B.C. 2.2[12], Introduction, p. 1-5 ; RPA 2024/DTR B.C. 2.48[3], Chapitre 17C).

II. 2.1. Charges permanentes (G) :

Les charges permanentes incluent le poids propre des éléments structuraux fixes comme le béton armé (25 kN/m^3), les murs ($18\text{-}20 \text{ kN/m}^3$), et les finitions ou terrasses ($2\text{-}4 \text{ kN/m}^2$). Elles sont évaluées niveau par niveau pour la descente de charges et contribuent au poids total W dans les méthodes statiques équivalentes de RPA. (Référence : DTR B.C. 2.2[12]. Section II : Charges Permanentes, p. 8-15 ; RPA 2024, équation 17C.29).

II. 2.2. Charges d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation couvrent les surcharges variables par usage : habitations (2 kN/m^2), bureaux ($3\text{-}5 \text{ kN/m}^2$), entrepôts (jusqu'à 10 kN/m^2), avec un coefficient

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

d'accompagnement $\xi=0,3$ pour le résidentiel en sismique. Valeurs nominales en l'absence de cahier des charges, pondérées différemment en ELU et ELE.

(; DTR B.C. 2.2[12], Section IV : Charges d'Exploitation, p. 18-25 ; RPA 2024[3], tableau 17C.1 pour ξ .

II. 3.Descente de charges : DTR B.C.2.2[7] :

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

$$G = \rho e$$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

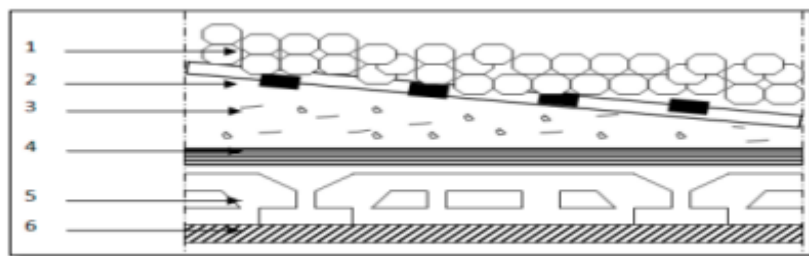


Figure II. 1 : Plancher terrasse à corps creux.

Tableau II. 1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Couche de protection gravillon roulé (5cm) ...	0.05	16	0.80
2	Etanchéité multicouche		12	0.12
3	Béton de pente	0.10	22	2.20
4	Isolation thermique en liège (4cm)	0.04	1	0.04
5	Plancher corps creux	0.2	14	2.85
6	Plâtre (3cm)	0.03	10	0.30
Charge Permanente total				G= 6.63
Surcharge d'exploitation				Q=1

II.3.2. Planchers courants à usage d'habitation :

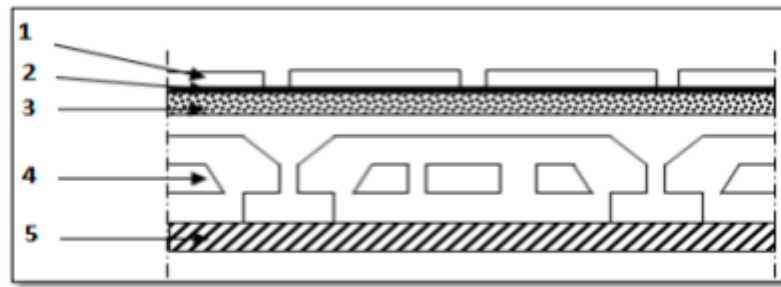


Figure II. 2 : Plancher étage.

Tableau II. 2 : Charge pour plancher (étage courant).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Revêtement carrelage (2cm)	0.02	22	0.44
2	Enduit de ciment (2cm)	0.02	18	0.36
3	Couche de sable...	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.2	14	2.85
5	Plâtre (3cm) ...	0.03	10	0.3
6	Cloison de répartition	0.01	100	1
Charge Permanente total				G=5.31
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

II. 3.3. Balcons des étages courants :

Tableau II. 3 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente total				G=5.31
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.3.4. Balcon terrasse :

Tableau II. 4 : Charge de Balcon terrasse (la dalle pleine).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique en liège	0.04	1	0.04
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente total				G = 7.60
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

II. 3.5. Murs extérieurs en maçonnerie :

Tableau II. 5 : Charge permanents des murs extérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.015	20	0.30
2	Brique creux de 15	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	0.05		0.0
4	Brique creux de 10	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.015	10	0.15
Charge Permanente total				G=2.74

Distribution de la charge des mur extérieurs sur les poutres :

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,06 - 0,30) = 7,56 \text{ KN/m}$$

II. 3.6. Acrotères :

$$\text{Section} = 0.0638 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids par mètre linéaire} = 25 \times 0.0638 = 1.595 \text{ KN/m}$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau II. 6 : Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Eléments	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	0.27
2	Poids propre de l'acrotère	1.84
3	Enduit de ciment intérieur	0.27
Charge Permanente total		G=2.38

II. 3.7. Escaliers :

II. 3.7.1. Palier :

Tableau II. 7 : Évaluation des charges du palier.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,02	18	0.36
4	Dalle pleine (BA)	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,02	10	0.2
Charge Permanente total				5.40
Surcharge d'exploitation				2.5

II. 3.7.2. Paillasse :

Tableau II. 8 : Évaluation des charges du Paillasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Poids des marches	0.17	22 /2	1.87
4	Paillasse	0,12 / $\cos\alpha$	25	3.5379
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Garde-corps	/	0.15	0.15
Charge Permanente total				6.59
Surcharge d'exploitation				2.5

II. 4.Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires :

II. 4.1. Planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux et à transmettre aussi les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment fait l'objet de notre étude, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II. 4.1.1. Planchers à corps creux :

L'épaisseur des planchers de type corps creux doit satisfaire la condition de la flèche suivante d'après le C.B.A.93 [B.6.8.2.4] : [2].

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

h_t : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 3.45$$

$$h_t \geq \frac{345}{22.5}$$

$$h_t \geq 15.33$$

Donc on adopte : $h_t = 20$ cm (Une dalle de compression de 4 cm et des Corps creux de 16 cm).

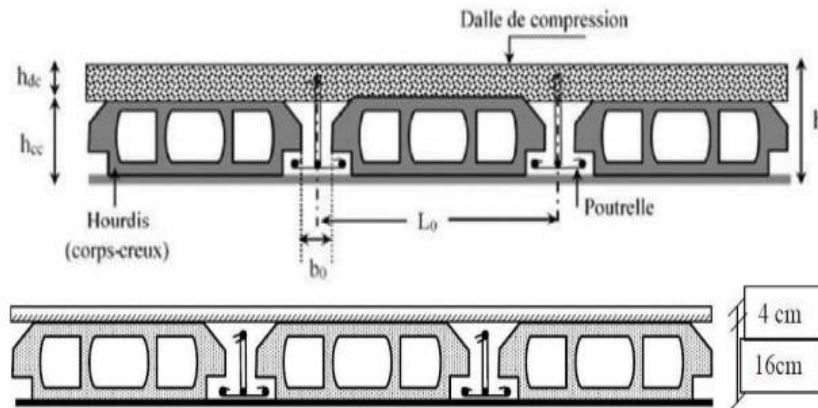


Figure II. 3 : Plancher à corps creux.

II. 4.1.2. Poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme illustrent les étapes suivantes :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t = (08 \text{ à } 12) .$$

$$\text{On adopte : } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0.$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10} \right).$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55 \text{ cm}$).

$L_{\max}$: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 345 \text{ cm}$).

Tel que :

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{345}{10} \right) = \min (27,5 ; 34,5) \text{ cm.}$$

On adopte :

$$b_1 = 27,5 \text{ cm.}$$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

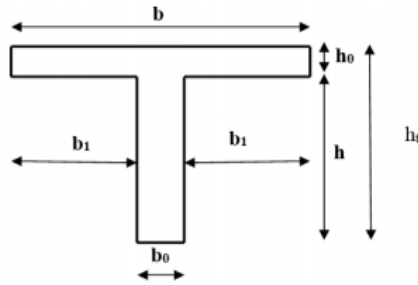


Figure II.4 : Poutrelle.

II. 4.1.3. Dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer sur deux, trois ou 4 appuis soit des poutres, poutrelles ou des murs. Son épaisseur est déterminée selon les conditions ci-après : [4].

a) Résistance au feu :

- **e = 7 cm** : pour une heure de coupe-feu
- **e = 11 cm** : pour deux heures de coupe-feu.
- **e = 17.5 cm** : pour quatre heures de coupe-feu

b) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées dépendent de nombre des appuis :

- Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{10}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Afin de satisfaire les seules conditions, on adopte une épaisseur de 15 cm.

II. 4.2. Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section ($b \cdot h$) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon le BAEL 91 [1] et en satisfaisant les conditions de RPA99 version 2024. [3].

II. 4.2.1. Poutres principales :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}$: = 5.85 m).

$$\frac{585}{15} \leq h_t \leq \frac{585}{10}$$

$39 \leq h_t \leq 58.5$ donc on adopte : **$h = 45 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$**

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2024). [3]. Comme la suite :

$b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots$ vérifiée

. Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre principale une section de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II. 4.2.2. Poutres secondaires :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}$: = 3.45 m).

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10}$$

$23 \leq h_t \leq 34.5$ donc on adopte : **$h = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$**

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA version 2024) [3] comme la suite :

$$b \geq 25\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre secondaire une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II. 4.3. Poteaux :

II. 4.3.1. Surfaces de reprise des charges :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en compression simple et en fonction des sollicitations de calcul à l'ELU. D'après les conditions de RPA 99/V 2024. [3].

La zone sismique est la zone 4, donc il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\text{Min } (h, b) \geq 30 \text{ cm en zone 4 A.}$$

$$\text{Min } (h, b) \geq \frac{l_d}{10} \text{ (zone 4).}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 : \text{quelle que soit la zone.}$$

On opte pour :

Les poteaux carrés : $45 \times 45 \text{ cm}$.

Les poteaux carrés : $40 \times 40 \text{ cm}$.

Les poteaux carrés : $35 \times 35 \text{ cm}$ RDC et (1, 2, 3, 4,5eme étages).

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Vérification : (RPA99 /V2024-art-7.4.1). [3] :

POTEAU	Min (b ; h) ≥ 30cm	Min (b ; h) $\geq \frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	Condition
P1	Min (45 ;45)>30cm	Min (45 ;45)> $\frac{306-45}{20}=13.05$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	Vérifiée
P2	Min (40 ;40)>30cm	Min (40 ;40)> $\frac{306-45}{20}=13.05$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$	Vérifiée
P3	Min (35 ;35)>30cm	Min (35 ;35)> $\frac{306-45}{20}=13.05$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4$	Vérifiée

II. 4.3.2. Charges et surcharges appliquées aux poteaux : Surcharges différentes selon la loi de dégression :

Sous terrasse Q0.

Sous étage 1 Q 0+Q1.

Sous étage 2 Q0 +0.95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 Q0 +0.90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n $Q0 + \frac{3+n}{2.n} (Q1 + Q2+. \dots . +Qn)$ Pour $n \geq 5$

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
5	Nq0=1	1.00
4	Nq1=q0+q1	2.50
3	Nq2=q0+0.95 (q1+q2)	3.85
2	Nq3=q0+0.90 (q1+q2+q3)	5.05
1	Nq4=q0+0.85 (q1+q2+q3+q4)	6.10
RDC	Nq5=q0+0.80 (q1+q2+q3+q4+q5)	7.00

Poteau le plus sollicitée :

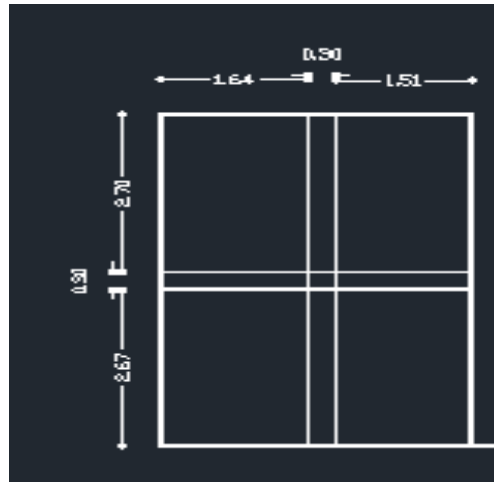


Figure II. 5 : Surface afférente du poteau.

Surface afférente :

$$S = (2.67+2.7) (1.64+1.51) = 16.671m^2.$$

Charges et surcharges :

Plancher terrasse :

- $G = 16.671 \times 6.63 = 110.52 \text{ KN}$

$$Q = 16.671 \times 1 = 16.671 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

- $G = 16.671 \times 5.31 = 88.52 \text{ KN}$

- $Q = 16.671 \times 1.5 = 25 \text{ KN}$

Les poutres :

- $G_{pp} = 5.375 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 18.14 \text{ KN}$

- $G_{ps} = 3.15 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 9.45 \text{ KN}$

Poteau :

$$G_{pot} = s \times 25 \times h_e$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.10 : Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	Section de Poteau	La surface du poteau (S)	Poids de Poteau
RDC 1 ^{ère} – 2 ^{ème} – 3 ^{ème} – 4 ^{ème} – 5 ^{ème}	45×45	0.2025	0.2025×25×3.06= 15.5

Tableau II .11 : Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N_0	Plancher terrasse	110.52	1*16.671
	G_{pp} (30 x 45) cm^2	18.14	
	G_{ps} (30 x 40) cm^2	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	153.61	16.671
N_1	Venant N_0	153.61	(1.5*16.671) +16.671
	Plancher étage	88.52	
	G_{pp} (30 x 45) cm^2	18.14	
	G_{ps} (30 x 40) cm^2	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	285.22	41.67
N_2	Venant N_1	285.22	(1.5*16.671) +0.95*41.67
	Plancher étage	88.52	
	G_{pp} (30 x 45) cm^2	18.14	
	G_{ps} (30 x 40) cm^2	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	416.83	64.59
N_3	Venant N_2	392,37	(1.5*16.671) +0.90*64.59
	Plancher étage	88.52	
	G_{pp} (30 x 45) cm^2	18.14	
	G_{ps} (30 x 40) cm^2	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	548.44	83.13
N_4	Venant N_3	548.44	(1.5*16.671) +0.85*83.13
	Plancher étage	88.52	
	G_{pp} (30 x 45) cm^2	18.14	

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

	$G_{ps} (30 \times 40) \text{ cm}^2$	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	680.05	95.66
N_5	Venant de N_4	680.05	$(1.5 \times 16.671) + 0.80 \times 95.66$
	Plancher étage	88.52	
	$G_{pp} (30 \times 45) \text{ cm}^2$	18.14	
	$G_{ps} (30 \times 40) \text{ cm}^2$	9.45	
	Poteau (45 x 45) cm^2	15.5	
	Total	811.64	101.53

II. 4.3.3. Vérification des conditions réglementaires (RPA 2024) :

• Poteau RDC :

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 811.64 + 1.5 \times 101.53 = 1248.009 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) . [2] on doit majorer l'effort normal de compression ultime

N_u de 10 % tel que : $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{Donc } N_u = 1.10 \times 1248.009 = 1372.80 \text{ KN}.$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : B : Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1372.80 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.091 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.202 \text{ m}^2$$

$$B = 0.202 \text{ m}^2 > 0.086 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

D'après le BAEL91 et le règlement parasismique algérien v 2024 on doit vérifier ce qui suit:

$$N_u \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \times \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \end{cases}$$

On calcule l'élancement: $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

L_o : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

$$L_f = 0.7 \times L_o = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m.}$$

$$B = 0.202 \text{ m}^2$$

$$I = 1.25 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{3.41 \times 10^{-3}}{0.202}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.13} = 16.47 > 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.47}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.79$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

D'après le règlement parasismique algérien v 2024 :

$A_s = 0.8\% * Br$ Zones I et II.

$A_s = 0.9\% * Br$ Zone III

$A_s = 1.0\% * Br$ Zones IV, V et VI

$$B_r \geq \frac{1302.68 \times 10^{-3}}{0.79 \left(\frac{25}{0.9 \times 25} + \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r \geq 0.074$$

Nous avons :

$$Br = (45-2) \times (45-2) \times 10^{-4} = 0.1849 \text{ m}^2$$

$0.1849 \text{ m}^2 > 0.074 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II. 4.4. Escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

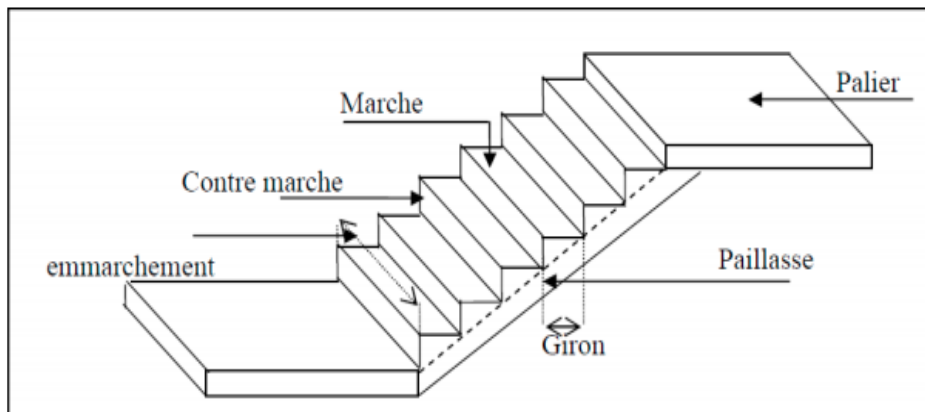


Figure II. 6 : Schéma d'un escalier.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos).
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier).
- (3) : g (Giron).

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

(4) : h (Hauteur de la contre marche).

(5) : H (Hauteur de la volée).

(6) : (Inclinaison de la paillasse).

(7) : L (Emmarchement).

Caractéristiques techniques :

Pour étage courant et RDC :

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < g + 2h < 64$. [5].

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

Avec :

$$m = 64 \text{ cm}$$

$$H = \frac{h_e}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 300 + 306)n + 306 = 0$$

$$64n^2 - 670n + 306 = 0$$

On prend n (nombre de contres marches) $n = 9$ $n - 1$ (nombre des marches) $n - 1 = 8$

La hauteur du contre marche h :

$$h = \frac{H}{2} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

$$\text{Le giron } g: g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{8} = 37.5 \rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 \rightarrow \mathbf{\alpha = 29.54^\circ}$$

Epaisseur de la volée :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow 9.19 \text{ cm} \leq ev \leq 13.8 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ev = 15 \text{ cm}}$$

Epaisseur du palier :

$$ep = ev / \cos \alpha = 15 / \cos 29.54 = 17.24 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ep = 18 \text{ cm}}$$

II. 4.5. Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

II. 4.5.1. Épaisseur minimale des voiles :

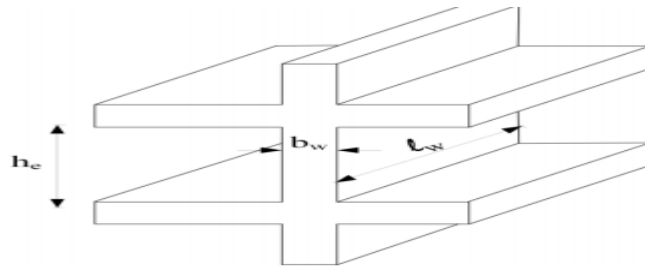


Figure II. 7 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.

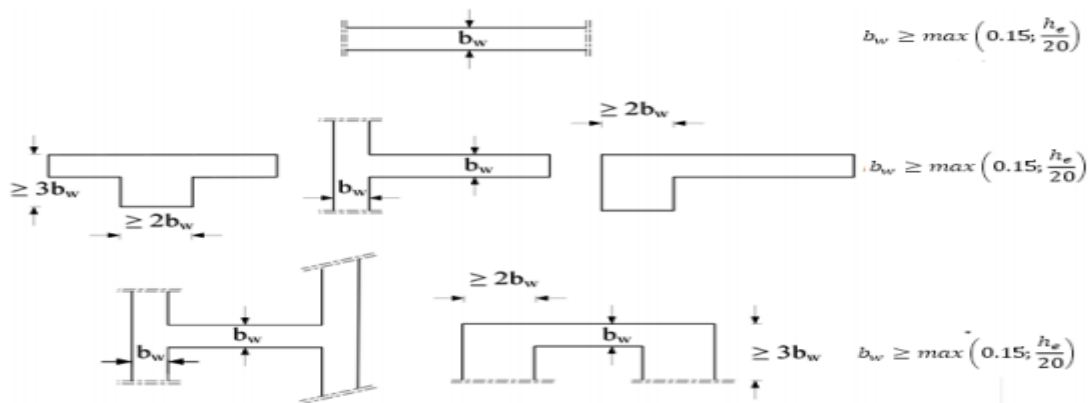


Figure II. 8 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

D'après l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2024. [3] les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1 \text{ m}\right)$$

$$b \geq \max \left(0.15; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec :

L_w : longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.06$ m, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.45 = 2.61$ m.

$$\frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max (15 ; 14.2) \rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte :

$b_w = 20$ cm..... pour R.D.C et étage courant.

II. 4.5.2. Longueur efficace :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, la largeur minimale doit être :

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w ; 1 \text{ m} \right) \text{ (donc on adopte : } L_w \geq 100 \text{ cm)}$$

On a : $L_w = 200$ cm Cv.

II. 4.5.3. Rôle des voiles dans le contreventement sismique :

Les voiles en béton armé constituent des éléments de contreventement essentiels, chargés de reprendre les efforts horizontaux induits principalement par les actions sismiques et de les transmettre jusqu'aux fondations. Leur rigidité importante contribue à limiter les déplacements latéraux des étages, à réduire les effets de torsion et à assurer une stabilité globale du bâtiment en complémentarité avec les portiques formés par les poteaux et les poutres. [RPA 2024, Chapitre 7]. [3].

Le RPA 2024 recommande une disposition symétrique et équilibrée des voiles autour du centre de gravité et du centre de rigidité, afin de minimiser le risque de torsion plancher sous sollicitations sismiques et de garantir une transmission continue des efforts dans toute la

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

hauteur de la structure jusqu'aux fondations. [RPA 2024, Chapitre 7] [3]. Les voiles doivent être correctement ancrés dans les fondations et intégrés aux planchers, pour assurer la continuité du chemin des charges et éviter les concentrations de contraintes aux niveaux d'interface. [RPA 2024, Chapitre 7]. [3].

En outre, le RPA 2024 impose des conditions minimales en matière d'épaisseur des voiles (généralement $\geq 15\text{--}20$ cm) et de pourcentage d'armatures longitudinales et transversales, afin de garantir une ductilité suffisante et de prévenir le flambement local sous sollicitation sismique. [RPA 2024, Chapitre 7] . [3].

Ces prescriptions permettent au système de contreventement de dissiper une partie de l'énergie sismique par des déformations plastiques contrôlées, tout en évitant des ruptures fragiles des éléments structuraux. [RPA 2024, Chapitres 3 et 7]. [3].

II. 5. Conclusion :

Dans ce chapitre, deux étapes essentielles ont été réalisées : d'abord, le calcul de toutes les charges permanentes et d'exploitation selon le DTR B.C.2.2, en appliquant les coefficients de dégression. Ensuite, le pré-dimensionnement de tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, voiles, escaliers) en vérifiant leur conformité avec les conditions du BAEL et du RPA 2024. Toutes les dimensions proposées (ex. : 45x45cm pour les poteaux et 30x45 cm pour les poutres) sont valides et seront utilisées dans l'analyse dynamique.

CHAPITRE III : COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ET INTERACTION VOILE-POTEAUX

III. 1. Notions générales du comportement sismique des structures :

III. 1.1. Objectifs de la protection parasismique :

Selon la norme RPA2024, la conception parasismique vise à atteindre deux objectifs fondamentaux : assurer la sécurité des personnes et des biens.

- **Objectif de non-effondrement** : La structure doit pouvoir résister à un séisme majeur (dont la période de récurrence est de 475 ans) ; Sans effondrement partiel ou total, tout en conservant une certaine capacité portante résiduelle.
- **Objectif de limitation des dommages** : Le bâtiment doit pouvoir résister à des séismes plus fréquents (une fois tous les 95 ans) pour rester utilisable...

III. 1.2. Principes de conception :

Pour atteindre ces objectifs, la structure doit respecter certains principes clés :

- **Régularité** : Distribution uniforme des masses et des rigidités en plan et en élévation pour éviter les concentrations de contraintes.
- **Ductilité** : Capacité de la structure à subir des déformations plastiques inversées sans perte significative de résistance (dissipation d'énergie).
- **Redondance** : Existence de chemins multiples pour la transmission des efforts vers les fondations.
- **Continuité** : Assurer la transmission des efforts entre les éléments (poutres, poteaux, voiles) par des nœuds rigides.

III. 2. Comportement des structures en portiques :

III. 2.1. Définition et fonctionnement :

Le système à ossature (portiques) est constitué de poutres et de poteaux rigidement liés. La résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des éléments structuraux .

III. 2.2. Caractéristiques et limitations :

- **Reprise des efforts** : L'ossature doit reprendre plus de 65% de l'effort tranchant à la base.

- **Limitations de hauteur** : Le RPA2024 impose des limites strictes selon la zone sismique (ex : max 5 niveaux en zones I et II, I_{max} 3 niveaux en zones IV, V et VI) [RPA2024, Chap. III, Tableau 3.12]. [3].
- **Dispositions constructives** : Les poteaux et poutres doivent respecter des règles de ferrailage spécifiques (confinement des zones critiques, hiérarchie des résistances) pour assurer la ductilité [RPA2024, Chap. VII, 87.4 & 57.5, p. 107-114]. [3].

III. 3. Comportement des structures contreventées par voiles :

III. 3.1. Définition et fonctionnement :

Ce système utilise des voiles en béton armé pour contreventer la structure. Les voiles sont des éléments rigides qui reprennent la majorité des efforts horizontaux (effort tranchant et moment de renversement) [RPA2024, Chap. III, 83.5, Système 5]. [3].

III. 3.2. Caractéristiques :

- **Reprise des efforts** : Les voiles doivent reprendre plus de 65% de l'effort tranchant à la base.
- **Hauteur** : Aucune limitation de hauteur n'est imposée Pour ce système, contrairement aux portiques.
- **Dispositions constructives** : Les voiles nécessitent un confinement des éléments de rive et un ferrailage minimal de l'âme pour éviter les ruptures fragiles par cisaillement [RPA2024, Chap. VII, 97.7, p.117-129]. [3]

III. 4. Principe mécanique de l'interaction voile poteaux :

III. 4.1. Systèmes mixtes :

Dans la pratique, de nombreux bâtiments combinent portiques et voiles. Le RPA2024 classe ces structures en systèmes mixtes [RPA2024, Chap. III, §3.5, Systèmes 2 & 4] [3].

- **Mixte équivalent à ossature** : L'ossature reprend entre 50% et 65% de l'effort tranchant.
- **Mixte équivalent à voiles** : Les voiles reprennent entre 50% et 65% de l'effort tranchant.

III. 4.2. Distribution des efforts :

L'interaction repose sur l'hypothèse des **diaphragmes rigides** (planchers). Tous les éléments verticaux (voiles et poteaux) d'un même étage subissent le même déplacement horizontal. Les efforts se distribuent alors proportionnellement à la rigidité latérale de chaque élément [RPA2024, Chap. IV, 4.2.6] [3] .

- Les voiles, étant beaucoup plus rigides, attirent la majeure partie de l'effort tranchant.
- Les portiques contribuent à la stabilité globale et apportent une redondance structurale.

III. 5. Effets favorables et défavorables de l'interaction selon RPA2024 :

L'interaction entre voiles et poteaux influence directement la réponse sismique du bâtiment. Le tableau suivant résume les effets principaux identifiés par le règlement :

Tableau III.1 : Effets favorables et défavorables de l'interaction voile-poteaux selon le RPA2024

Type d'effet	Description	Conséquences & Prescriptions RPA2024
Effet Favorables	Augmentation de la rigidité globale	Réduction des périodes de vibration et des déplacement inter-étages (RPA2024 ; chap. 5) [3]
	Redondance structurale	Meilleure robustesse en cas de défaillance locale ; positive sur le Facteur de Qualité (QF) (RPA 2024, chap.3) [3]
	Dissipation d'énergie	Possibilité de former des rotules plastiques dans les poutres et les voiles (si conçus pour)
Effets Défavorables	Concentration de rigidité	Risque de sur-sollicitations des voiles. Nécessite une enveloppe Concentration de rigidité de calcul majorée pour les efforts tranchants [RPA2024, Chap.7) [3]
	Torsion accidentelle	Si les voiles sont mal disposés (excentricité), cela engendre des efforts de torsion importants. Excentricité minimale de 5% à considérer [RPA2024, chp.4] [3].
	Irrégularités	Discontinuité des voiles en élévation (étage mou). Interdit sauf justifications spécifiques [RPA2024, chap. 3) [3].

	Interaction avec remplissages	Les maçonneries peuvent créer des "poteaux courts". Doivent être découplés ou pris en compte dans le calcul [RPA2024, Chap. 7] [3].
--	-------------------------------	---

III. 5.1. Critères de qualité (QF) :

Pour maîtriser ces effets, le RPA2024 introduit le Facteur de Qualité (QF). Une bonne conception de l'interaction (régularité, redondance) permet d'optimiser ce facteur et donc le dimensionnement sismique [RPA2024, Tableau 3.19. Chap3] [3].

III. 6. Conclusion :

Nous avons ainsi exposé, en conclusion de ce chapitre, les principes de base du comportement sismique des structures selon la RPA 2024, en nous attachant aux systèmes à portiques, à voiles et aux systèmes mixtes.

Dans la section 4 (notamment 4.2) traitant de la répartition des efforts horizontaux selon la rigidité, on a vu le principe de l'interaction voile-poteaux. Les effets favorables (augmentation de rigidité et redondance) et défavorables (concentration d'efforts et torsion) ont été étudiés dans la section 5.

Ce chapitre offre une base théorique solide, préparant le terrain pour l'analyse pratique menée dans les chapitres suivants, qui étudient l'effet de cette interaction sur le renforcement des structures.

CHAPITRE IV : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR INSERTION DE VOILES

IV. 1. Modélisation structure initiale :

La structure initiale a été modélisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysais 2021. Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de 6 niveaux, de type portique auto-stable. Les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, planchers) ont été définis selon leurs dimensions et propriétés mécaniques ($f_{c28}=25$ MPa, $f_e=400$ MPa). Un modèle 3D a été adopté avec des appuis encastrés à la base.

IV. 1.2. Définition de la structure :

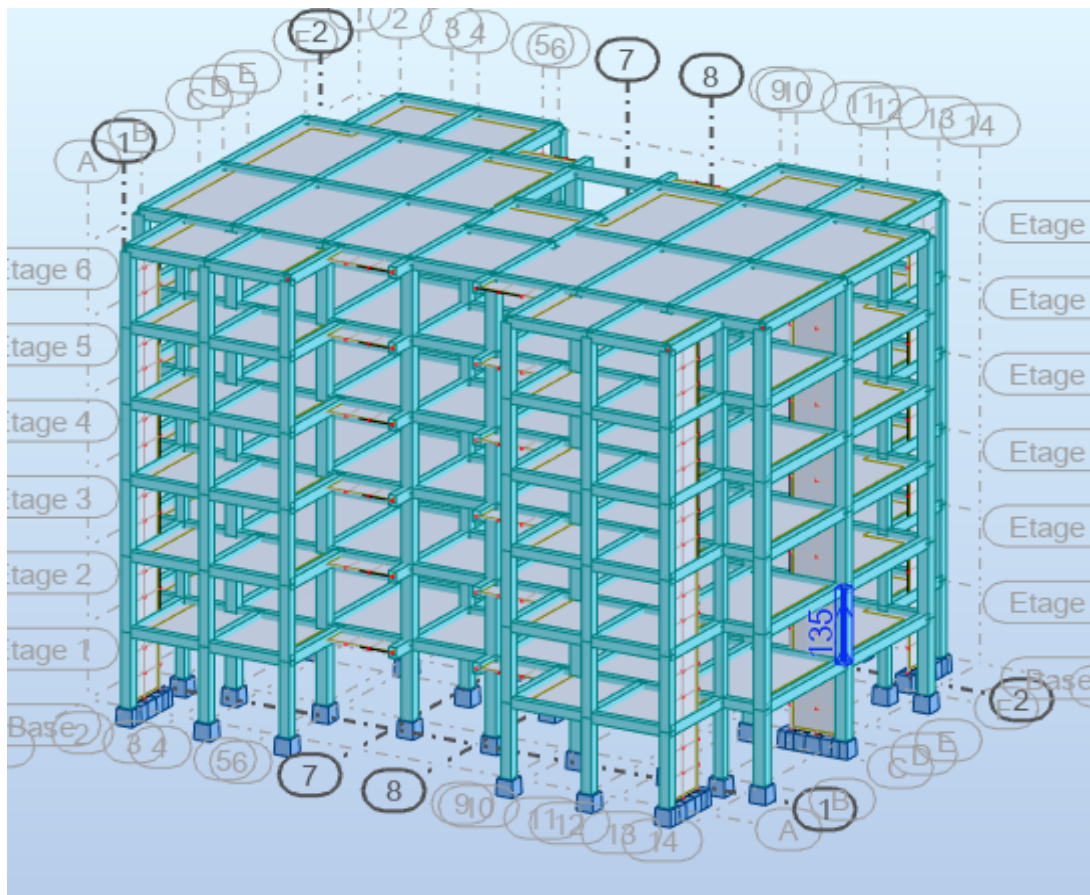


Figure IV.1 : Vue globale de la structure.

IV. 2. Méthodes d'analyse sismique adoptées :

Selon le RPA 2024, deux méthodes sont disponibles. Compte tenu de la zone de sismicité V (M'sila) et des caractéristiques du bâtiment, la méthode d'analyse modale spectrale a été retenue. Le spectre de calcul a été défini avec les paramètres suivants : $A=0.25$, $I=1$, $S=1.20$, $R=4.5$, $Q_F=1.20$.

IV. 2.1. Choix de la méthode de calcul :

➤ **Méthode D'analyse Modale Spectrale :**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : Très faible.
- Zone I : Faible
- Zone IIa et IIb : Faible a moyenne.
- Zone III : Moyenne.
- Zone IV : Moyenne a élevée.
- Zone V & VI : Elevée.

Dans notre cas, M'sila se situe dans une zone de sismicité élevée (zone V).

➤ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage D'habitation collective (groupe d'usage 2).

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode Statique équivalente.

IV. 2.2. Disposition des voiles dans le bâtiment.

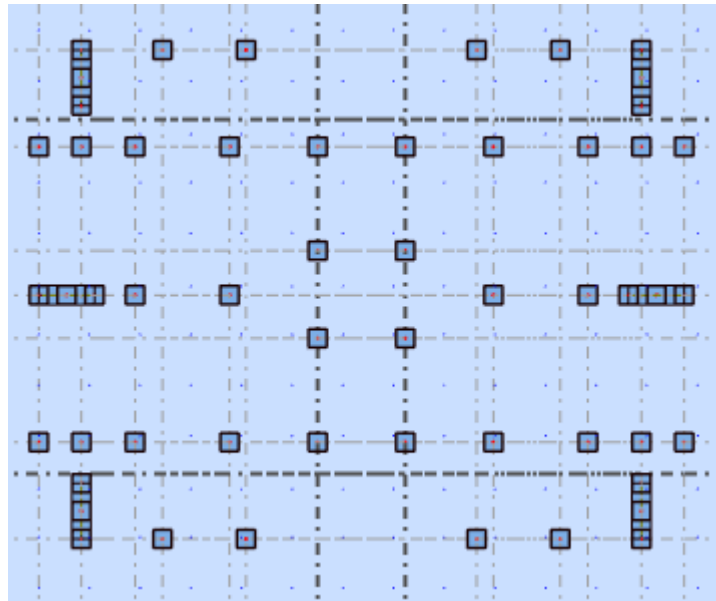


Figure IV.2: Disposition des voiles dans le bâtiment.

IV. 2.3. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024 :

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonné du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i ».

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux.}$$

Où :

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau i de la structure.}$$

W_{Gi} :

Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

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

IV. 2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$ [unite en s]: période fondamentale.
- h_N [Unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec Remplissage, en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

IV. 2.5. Spectre de calcul :

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) : A. I. S. [(2.5 \frac{Q_F}{R})] \quad Si : T_1 \leq T < T_2.$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;

R : coefficient de comportement de la structure.

Système de contreventement constitué par des voiles :

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance a

l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance a l'effort tranchant du System me structural dans son ensemble [3].

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton arme	
Système à ossature	5.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec Remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 ^(b)
Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
Système fonctionnant en console verticale a masses reparties Prédominantes	3 ^(b)
Système en pendule inverse	3 ^(c)
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Q_F : facteur de qualité

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Où :

- **P_q** est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- **i** est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q .

Catégorie	Critère, q	P _q	
		Observe	N/observe
(a)	1.Regularite en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10

A : coefficient d'accélération de référence de zone

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher, A , pour $T_r=475$ ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

I : Coefficient d'importance.

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
I	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

S : coefficient de site.

Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI).

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
Site : S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
Site : S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
Site : S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
Site : S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

IV. 3. Vérifications réglementaires selon le RPA 2024 :

IV. 3.2. Vérification du nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 2024 (article 4.3.3-a) [3], Le nombre de modes de vibration, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%,

Au moins, de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

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 [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
3/ 1	1.62	0.62	75.97	0.00	0.00	75.97	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 2	1.76	0.57	75.97	73.87	0.00	0.00	73.87	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 3	2.03	0.49	75.99	73.87	0.00	0.01	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 4	5.58	0.18	89.49	73.87	0.00	13.50	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 5	6.40	0.16	89.49	88.73	0.00	0.00	14.86	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 6	7.33	0.14	89.49	88.73	0.00	0.00	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 7	11.23	0.09	94.84	88.73	0.00	5.35	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 8	13.57	0.07	94.84	94.54	0.00	0.00	5.80	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 9	13.89	0.07	94.84	94.54	44.63	0.00	0.00	44.63	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 10	14.16	0.07	94.85	94.54	44.63	0.01	0.00	0.01	2945.90	2945.90	2945.90

IV. 3.3. Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.62s

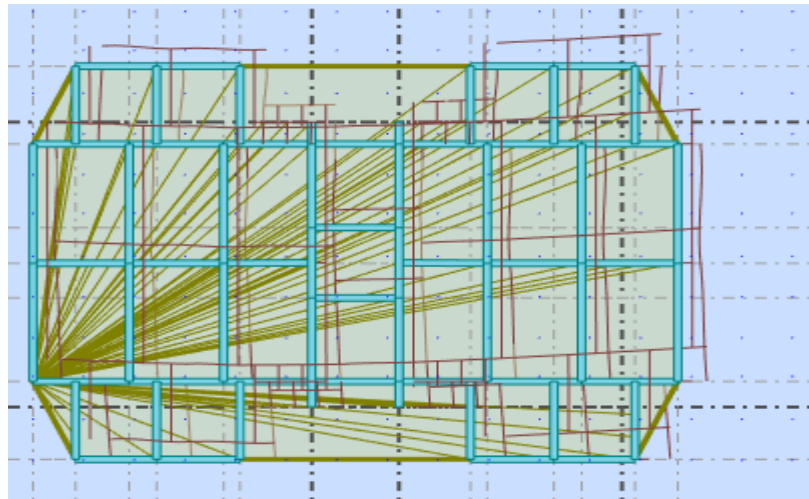


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.57 s.

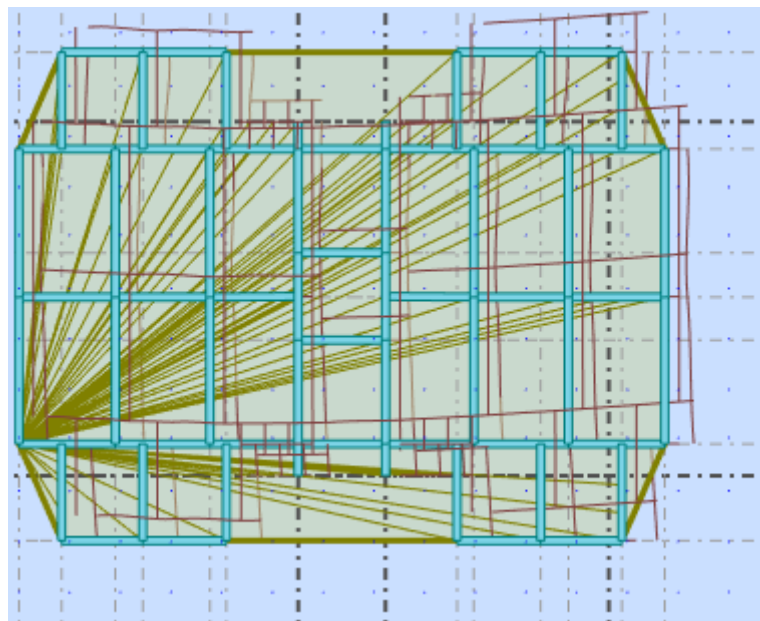


Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe Y

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.49 s.

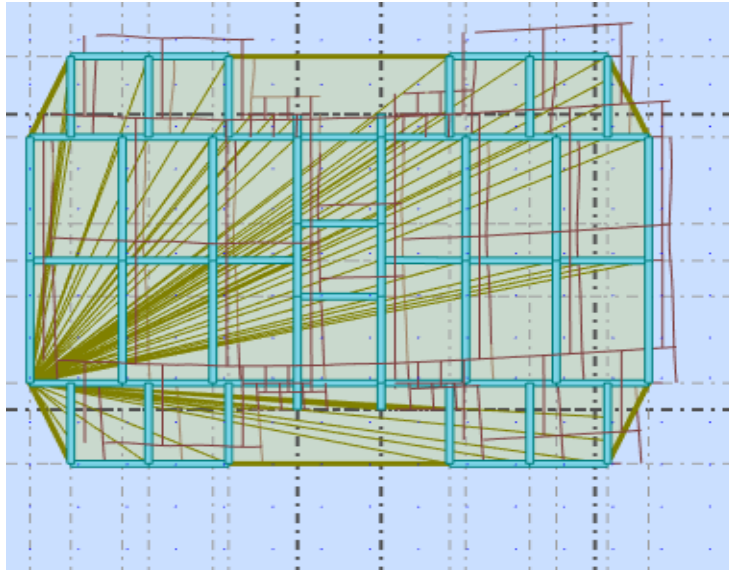


Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV. 3.4. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$$S_2 \rightarrow T_1 = 0.10 \text{ s} ; \quad T_2 = 0.50 \text{ s} ; \quad T_3 = 2 \text{ s}$$

$$T_{analytique(x)} = 0.62 \text{ s}$$

$$T_{emprique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

$$T_{emprique} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{emprique} = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{analytique} \leq 1.3 T_{emprique}$$

$$0.62 \geq 0.57$$

$$T_0 = T_{emprique} = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{analytique(y)} = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{emprique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

$$T_{emprique} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{emprique} = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{analytique} \geq 1.3 T_{emprique}$$

$$0.57 \geq 0.57$$

$$T_0 = T_{emprique} = 0.57 \text{ s}$$

Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ si le batiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

$$\text{Dans mon cas } \lambda = 0.85$$

IV. 3.4.1. Calcul de la force sismique totale

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.57 \text{ s} < 2 \times 0.57 = 1.14 \text{ s}$$

$$W_i = W + \psi \cdot W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 28402.2 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 3522.5 \text{ KN}$$

$$\psi = 0.3$$

$$W_i = 29459 \text{ KN}$$

$$T_1 \leq T < T_2. \quad \frac{s_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$A = 0.20$$

$$I = 1$$

$$S = 1.20$$

$$Q_F = 1.20$$

$$R = 4.5$$

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.20 \times \left[2.5 \cdot \frac{1.20}{4.5} \right] = 0.16$$

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W=0.85 \times 0.16 \times 29459 = 4006.42 \text{ KN.}$$

IV. 3.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques (RPA 2024) :

Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base.

Direction	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Constataction
Sens x	3205.13	3747.3	Condition vérifié
Sens y	3205.13	3945.0	Condition vérifié

➤ Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	12.73	9.57	12.73	9.62
1 ^{er} Etage	12.73	9.57	12.73	9.62
2 ^{eme} Etage	12.73	9.57	12.73	9.62
3 ^{eme} Etage	12.73	9.57	12.73	9.62
4 ^{eme} Etage	12.73	9.57	12.73	9.62
5 ^{eme} Etage	12.73	9.55	12.73	9.62

➤ Calcul d'excentricité :

Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité

Plancher	L'excentricité théorique (m)		L'excentricité accidentelle (m)	
RDC	0.00	0.05	0.64	0.48
1 ^{er} Etage	0.00	0.05	0.64	0.48
2 ^{eme} Etage	0.00	0.05	0.64	0.48
3 ^{eme} Etage	0.00	0.05	0.64	0.48
4 ^{eme} Etage	0.00	0.05	0.64	0.48
5 ^{eme} Etage	0.00	0.07	0.64	0.48

➤ Calcul de la rigidité latérale des étages :

Sens longitudinal (X) :

L'effort tranchant : $V_X = 3747.3 \text{ KN}$

Le déplacement relatif: $dr_X = 0.2 \text{ cm}$

La rigidité:

$$K_{x1} = \frac{V_x}{dr_x} = \frac{3747.3}{0.2} = 18736.5 \text{ KN/cm}$$

Sens longitudinal (y) :

L'effort tranchant : $V_y = 3945.0 \text{ KN}$

Le déplacement relatif: $dr_y = 0.2 \text{ cm}$

La rigidité:

$$K_{y1} = \frac{V_y}{dr_y} = \frac{3945.0}{0.2} = 19725 \text{ KN/cm}$$

Tableau IV.12 : Résultats de la rigidité latérale par étage (Sens X et Y).

Etage	V_x (K)	dr_x (cm)	K_x (KN/cm)	V_y (K)	dr_y (Cm)	K_y (KN/cm)
1	3747.3	0.2	18736.5	3945.0	0.2	19725
2	3580.8	0.4	8952	3788.88	0.3	12629.33
3	3211.2	0.4	8028	3417.3	0.4	8543.25
4	2670.9	0.4	6677.25	2859.8	0.4	7149.5
5	1958.1	0.3	6527	2113.1	0.4	5282.75
6	1035.7	0.3	3452.33	1123.8	0.3	3746

IV. 3.5. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition 7.5 du paragraphe 7.4.3

Du DTR-BC 2.48

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \text{ [3].}$$

Tableau IV.13: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

	Output Case	N_d (KN)	B_c (Cm ²)	F_{c28} (Mpa)	$V \leq 0.35$	Observation
Poteaux 45x45	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	517.3	2025	25	0.10	Condition Vérifiée

La valeur de N_d est tirée de la composante FX (Robot) conformément aux axes locaux de la modélisation. Cette valeur reflète le soulagement des poteaux par les voiles dans le système mixte assurant le respect de l'article 7.4.3 du RPA 2024. [3].

IV. 3.6. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Etage :

Tableau IV. 14 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Etage

Plancher	$U_x(\text{Cm})$	$U_y(\text{Cm})$	$V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$
RDC	0.2	0.2	3747.3	3945.0
1 ^{er} Etage	0.6	0.5	3580.8	3788.8
2 ^{eme} Etage	1.1	0.9	3211.2	3417.3
3 ^{eme} Etage	1.5	1.3	2670.9	2859.8
4 ^{eme} Etage	1.8	1.7	1958.1	2113.1
5 ^{eme} Etage	2.1	2.0	1035.7	1123.8

IV. 3.7. Classification du système de contreventement :

➤ Suivant la direction x :

	Fx Poteaux (KN)	Fx Voiles (KN)
Efforts tranchants	1777.8	1969.5
Pourcentage (%)	47.44	52.55

Fx sur les voiles représente plus de 20% de la charge total horizontal.

Le système de contreventement suivant la direction x est classé comme n système n° 4-

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

➤ Suivant la direction Y :

	Fy Poteaux (KN)	Fy Voiles (KN)
Efforts tranchants	1283.1	2661.9
Pourcentage (%)	37.52	67.48

Fx sur les voiles représente plus de 65% de la charge total horizontal.

- Le système de contreventement suivant la direction x est classé comme un système n° 5,

Système de contreventement constitue par des voiles.

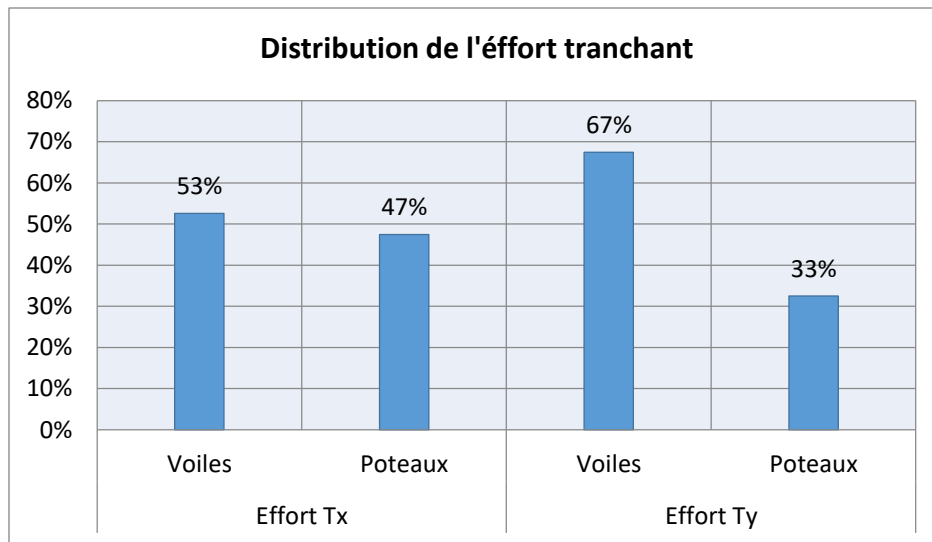


Figure IV. 6 : Distribution de l'effort tranchant

- Spectre de calcul

ZONE	USAGE	SITE	Facteur de qualité Q	R (Spectre)
IV	2	S2	1.20	4.5

A	I	S	Q_f	R	T1	T2	T3	0,2. A. I
0.20	1.00	1.20	1.20	4.50	0.10	0.50	2.00	0.040

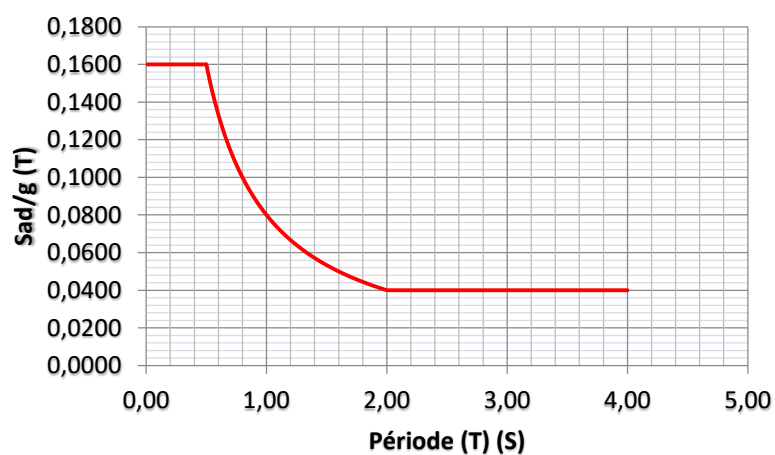


Figure IV. 7 : Spectre pour démarrage de modélisation

IV. 3.8. DIAPHRAGME RIGIDE OU FLEXIBLE 2.6.2 :

Le diaphragme est considéré corne rigide si ses déplacements horizontaux, en tenant compte de sa flexibilité, restent, en tous points, inférieurs de 10% aux déplacements horizontaux es lutant de l'hypothèse de diaphragme rigide (**Article 2.6.2du RPA**)

$U_{xy} \text{ (Diaphragme flexible)} \leq U_{xy} + 10\% \text{ (Diaphragme rigide)}$	Diaphragme rigide
$U_{xy} \text{ (Diaphragme flexible)} \geq U_{xy} + 10\% \text{ (Diaphragme rigide)}$	Diaphragme flexible

Tableau IV. 15 : Synthèse des déplacements et vérification de la condition de rigidité du Diaphragme

/		AVEC DIAPHRAGME		SANS DIAPHRAGME				
Etage	H (m)	U_x (Cm)	U_y (Cm)	U_x (Cm)	U_y (Cm)	ΔU_x (%)	ΔU_y (%)	DIAPHRAGME
1	3.06	0.200	0.200	0.200	0.200	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE
2	3.06	0.600	0.500	0.600	0.500	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE
3	3.06	1.100	0.900	1.100	0.900	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE
4	3.06	1.500	1.300	1.500	1.300	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE
5	3.06	1.800	1.700	1.800	1.700	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE
6	3.06	2.100	2.000	2.100	2.000	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME RIGIDE

IV. 3.9. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

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

$$\delta = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

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

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

Tableau IV. 16 : Vérification de déplacement.

Plancher	U_x	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	U_y	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	$H/100$	Constatation
RDC	0.002	0.0075	0.0075	0.002	0.0075	0.0075	0.0306	C - V
1 ^{er} Etage	0.006	0.0225	0.0150	0.005	0.0187	0.0112	0.0306	C - V
2 ^{er} Etage	0.011	0.0412	0.0187	0.009	0.0337	0.0150	0.0306	C - V
3 ^{er} Etage	0.015	0.0562	0.0150	0.013	0.0487	0.0150	0.0306	C - V
4 ^{er} Etage	0.018	0.0675	0.0113	0.017	0.0637	0.0150	0.0306	C - V
5 ^{er} Etage	0.021	0.0787	0.0112	0.020	0.0750	0.0112	0.0306	C - V

IV. 3.10. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

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

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot H_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k », (cf. §4.2.3) :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », (cf. § 4.5.2 et Eq. (4.16).)

h_K : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_K , il convient de considérer que :

Si ($0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$), les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} Ordre par le facteur ($\frac{1}{1-\theta_K}$).

Si ($\theta_K \geq 0.20$), la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens x :

Tableau IV. 17 : Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) sens x.

Etage	W (KN)	H (m)	R/ Q_f	Δx (cm)	V _x (KN)	θ_x	Condition X	1/(1- θ_x)
1	4985.0	3.06	3.75	0.750	3747.3	0.0033	OK	0.00
2	4985.0	3.06	3.75	1.500	3580.8	0.0068	OK	0.00
3	4985.0	3.06	3.75	1.500	3211.2	0.0076	OK	0.00
4	4985.0	3.06	3.75	1.500	2670.9	0.0091	OK	0.00
5	4985.0	3.06	3.75	1.125	1958.1	0.0094	OK	0.00
6	4533.8	3.06	3.75	1.125	1035.7	0.0161	OK	0.00

➤ Sens y :

Tableau IV. 18 : Vérification vis à vis de l'effet (P-Δ) sens y

Etage	W (KN)	H (m)	R/ Q_f	Δy (cm)	Vy (KN)	θ_y	Condition X	1/(1- θ_x)
1	4985.0	3.06	3.75	0.750	3945.0	0.0031	OK	0.00
2	4985.0	3.06	3.75	1.125	3788.8	0.0048	OK	0.00
3	4985.0	3.06	3.75	1.500	3417.3	0.0072	OK	0.00
4	4985.0	3.06	3.75	1.500	2859.8	0.0085	OK	0.00
5	4985.0	3.06	3.75	1.500	2113.1	0.0116	OK	0.00
6	4533.8	3.06	3.75	1.125	1123.8	0.0148	OK	0.00

IV. 3.11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

IV. 3.11.1. Vérification au renversement :

H : Hauteur d'étage.

W : Poids total de l'étage.

X_g ; Y_g : Coordonnées du centre de gravité.

V_x ; V_y : Effort tranchant suivant les directions x et y.

M_{rx} ; M_{ry} : Moment de renversement.

M_{sx} ; M_{sy} : Moment stabilisant.

➤ Sens x :

Tableau IV. 19 : Vérification au renversement sens x.

Etage	H (m)	Vx (KN)	W (KN)	X _g (m)	M _{rx} (KN.m)	M _{sx} (KN.m)	Condition X
1	3.06	3747.3	29459	12.73	509.49	375013.07	OK M _{sx} /M _{rx} =7.66 M _{sx} /M _{rx} > 1,3
2	6.12	3580.8			2261.95		
3	9.18	3211.2			4959.95		
4	12.24	2670.9			8724.67		
5	15.30	1958.1			14112.72		
6	18.36	1035.7			19015.45		
				Totale	49584.24		

➤ Sens y :

Tableau IV. 20 : Vérification au renversement sens y.

Etage	H (m)	Vy (KN)	W (KN)	Y _g (m)	M _{ry} (KN.m)	M _{sy} (KN.m)	Condition X
1	3.06	3945.0	29459	9.57	477.97	281922.63	OK M _{sy} /M _{ry} =5.34 M _{sy} /M _{ry} > 1,3
2	6.12	3788.8			2273.58		
3	9.18	3417.3			5117.85		
4	12.24	2859.8			9139.61		
5	15.30	2113.1			15136.29		
6	18.36	1123.8			20632.97		
				Totale	52778.27		

IV. 3.12. Résistance des planchers (Diaphragmes) :

Les diaphragmes et les entretoisements, dans les plans horizontaux, doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par l'équation (6.1) :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n w_i} W_{pk} \quad (6.1) [3].$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

F_t : Force concentrée au sommet de la structure

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

W_{pk} : Poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant une fraction

D'accompagnement des charges d'exploitation (cf. Tableau (4.2)) : Coefficient $1/f$

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme exprimée par En. (6.2) :

$$0.35 \leq \frac{F_{pk}}{A.I.S.W_{pk}} \leq 0.70 [3].$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux, reliant les chaînages de rive, pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux.

➤ Sens x :

Tableau IV. 21 : Vérification de la résistance de diaphragmes direction X.

/			F_{pk} (Min)	F_{pk} (Max)	DIRECTION X			
Etage	WPK (KN)	Σ WPK (KN)	0,35. A.I.S. Wpk	0,70. A.I.S. Wpk	ΣF_{ix}	F_{pkx}	D.Design F_{pkx}	Condition X
1	4985.0	29459	418.74	837.48	3747.3	634.11	634.1115	OK
2	4985.0	29459	418.74	837.48	3580.80	605.94	605.9367	OK
3	4985.0	29459	418.74	837.48	3211.20	543.39	543.3936	OK
4	4985.0	29459	418.74	837.48	2670.90	451.96	451.9650	OK
5	4985.0	29459	418.74	837.48	1958.10	331.35	418.7400	OK
6	4533.8	29459	380.84	761.68	1035.70	159.40	380.8392	OK

➤ Sens y :

Tableau IV. 22 : Vérification de la résistance de diaphragmes direction Y.

/			F_{pk} (Min)	F_{pk} (Max)	DIRECTION Y			
Etage	WPK (KN)	Σ WPK (KN)	0,35. A.I.S. Wpk	0,70. A.I.S. Wpk	ΣF_{iy}	F_{pky}	D.Design F_{pky}	Condition Y
1	4985.0	29459	418.74	837.48	3945.00	667.57	667.5659	OK
2	4985.0	29459	418.74	837.48	3788.80	641.13	641.1341	OK
3	4985.0	29459	418.74	837.48	3417.30	578.27	578.2695	OK
4	4985.0	29459	418.74	837.48	2859.80	483.93	483.9303	OK
5	4985.0	29459	418.74	837.48	2113.10	357.58	418.7400	OK
6	4533.8	29459	380.84	761.68	1123.80	172.96	380.8392	OK

IV. 4. Conclusion :

Les vérifications réglementaires effectuées selon le **RPA 99/version 2024** montrent que la structure initiale satisfait l'ensemble des conditions requises. La méthode d'analyse modale spectrale a été appliquée avec succès.

CHAPITRE V : ÉTUDE DU RENFORCEMENT PAR AJOUT DE VOILES

V. 1. Modélisation du renforcement avec interaction Portiques - voiles :

Cette étude repose sur l'analyse du comportement structurel du bâtiment après son renforcement par des voiles en béton armé, afin d'assurer la stabilité globale et de réduire les déplacements inter-étages.

V. 1.1. Modèle 3D de la structure renforcée : Répétitif a supprimé (ou Vue en plan pour mentorer la position des voiles si mieux

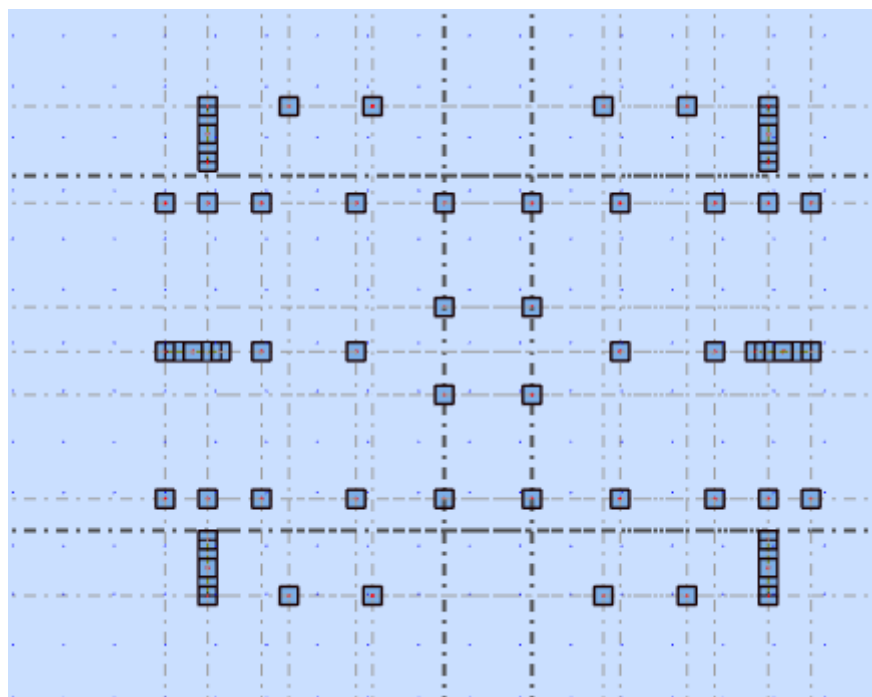


Figure V. 1 : Modèle 3D de la structure renforcée.

V. 1.2. Caractéristiques (résultats) Dynamiques :

Tableau V. 1 : Périodes et facteurs de participation massique (Modèle avec Interaction)

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 [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
3/ 1	1.62	0.62	75.97	0.00	0.00	75.97	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 2	1.76	0.57	75.97	73.87	0.00	0.00	73.87	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 3	2.03	0.49	75.99	73.87	0.00	0.01	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 4	5.58	0.18	89.49	73.87	0.00	13.50	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 5	6.40	0.16	89.49	88.73	0.00	0.00	14.86	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 6	7.33	0.14	89.49	88.73	0.00	0.00	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 7	11.23	0.09	94.84	88.73	0.00	5.35	0.00	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 8	13.57	0.07	94.84	94.54	0.00	0.00	5.80	0.00	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 9	13.89	0.07	94.84	94.54	44.63	0.00	0.00	44.63	2945.90	2945.90	2945.90
3/ 10	14.16	0.07	94.85	94.54	44.63	0.01	0.00	0.01	2945.90	2945.90	2945.90

V. 1.3. Analyse et discussion des résultats : L'analyse du tableau ci-dessus met en évidence les résultats dynamiques du modèle après renforcement. On observe que la condition réglementaire du **RPA 99 (version 2024) [3]**, relative à la somme des masses modales effectives, est satisfaite dès le 9ème mode (atteignant **94,84%** pour UX et **94,53%** pour UY).

Sur le plan vibratoire, la réduction des périodes fondamentales (**0,62 s** et **0,57 s**) par rapport à la structure initiale témoigne d'une augmentation significative de la **rigidité globale** du bâtiment. Cette rigidité accrue, apportée par l'interaction voiles-poteaux, assure un contrôle optimal des déplacements et garantit un comportement dynamique stable et conforme aux exigences de sécurité parasismique."

Source : [Résultats de calcul, Robot Structural Analysais 2021].

V. 1.4. Force sismique et Coefficient de correction :

Tableau V. 2 : Résultats finaux de la force sismique à la base

Direction	0.8 $V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Constatation
Sens x	3205.13	3747.3	Condition vérifié
Sens y	3205.13	3945.0	Condition vérifié

V. 1.5. Répartition de l'effort tranchant :

Le classement du système de contreventement dépend de la contribution des voiles et des poteaux.

Tableau V. 3 : de répartition de l'effort tranchant entre les voiles et les poteaux selon les directions X-X et Y-Y.

Direction	V voiles (KN)	(%) voiles	V poteaux (KN)	(%) poteaux
Sens X-X	1969.5	52.55%	1777.8	47.44%
Sens Y-Y	2661.9	67.48%	1283.1	32.52%

La structure est classée comme "Système Mixte" car les voiles reprennent plus de 20% et les poteaux plus de 25% de l'effort tranchant total $R=4.5$

V. 1.6. Vérification des déplacements inter-étages :

Tableau V. 4 : Vérification de déplacement

Plancher	U_x	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	U_y	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	$H/100$	Constatation
RDC	0.002	0.0075	0.0075	0.002	0.0075	0.0075	0.0306	C - V
1^{er} Etage	0.006	0.0225	0.0150	0.005	0.0187	0.0112	0.0306	C - V
2^{er} Etage	0.011	0.0412	0.0187	0.009	0.0337	0.0150	0.0306	C - V
3^{er} Etage	0.015	0.0562	0.0150	0.013	0.0487	0.0150	0.0306	C - V
4^{er} Etage	0.018	0.0675	0.0113	0.017	0.0637	0.0150	0.0306	C - V
5^{er} Etage	0.021	0.0787	0.0112	0.020	0.0750	0.0112	0.0306	C - V

Les déplacements inter-étages respectent la limite admissible (1% de la hauteur de l'étage).

V. 1.7. Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) :

Tableau V. 5 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ).

Etage	W (KN)	H (m)	R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θ_x	Δy (cm)	Vy (KN)	θ_y	Observation
1	4985.0	3.06	3.75	0.750	3747.3	0.0033	0.750	3945.0	0.0031	OK
2	4985.0	3.06	3.75	1.500	3580.8	0.0068	1.125	3788.8	0.0048	OK
3	4985.0	3.06	3.75	1.500	3211.2	0.0076	1.500	3417.3	0.0072	OK
4	4985.0	3.06	3.75	1.500	2670.9	0.0091	1.500	2859.8	0.0085	OK
5	4985.0	3.06	3.75	1.125	1958.1	0.0094	1.500	2113.1	0.0116	OK
6	4533.8	3.06	3.75	1.125	1958.1	0.0161	1.125	1123.8	0.0148	OK

De plus, l'indice de stabilité θ est inférieur à 0.10 dans tous les niveaux, ce qui permet de négliger les effets du second ordre (P- Δ).

V. 1.8. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition 7.5 du paragraphe 7.4.3

Du DTR-BC 2.48

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

	Output Case	Nd (KN)	Bc(cm ²)	Fc28(Mpa)	V ≤ 0.35	Observation
Poteaux 45x45	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	517.3	2025	25	0.10	Condition Vérifiée

V. 2. Modélisation du renforcement sans interaction voile–poteaux :

V. 2.1. Modèle 3D de la structure renforcée : vue en plan

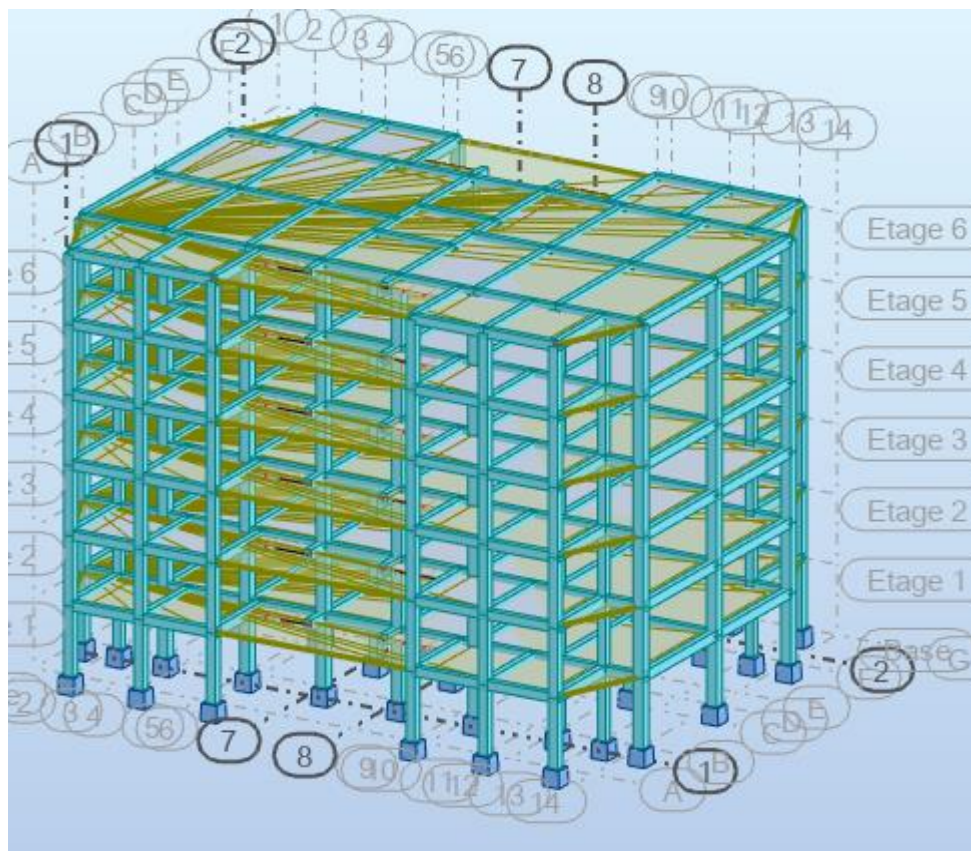


Figure V. 2 : Modélisation du renforcement sans interaction voile–poteaux

V. 2.2. Calcul de la force sismique totale :

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.57 \text{ s} < 2 \times 0.57 = 1.14 \text{ s.}$$

$$W_i = W + \psi \cdot W_{Qi}.$$

$$W_{Gi} = 27321.1 \text{ KN.}$$

$$W_{Qi} = 3515.6 \text{ KN.}$$

$$\psi = 0.3.$$

$$W_i = 28375.8 \text{ KN.}$$

$$T_1 \leq T < T_2, \quad \frac{s_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot [2.5 \frac{Q_F}{R}].$$

$$A = 0.20.$$

$$I = 1.$$

$$S = 1.20.$$

$$Q_F = 1.20.$$

$$R = 3.5.$$

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.20 \times [2.5 \cdot \frac{1.20}{3.5}] = 0.20.$$

$$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}}{g}(T_0), \quad W = 0.85 \times 0.20 \times 28375.8 = 4823.88 \text{ KN.}$$

V. 2.3. Caractéristiques Dynamiques :

Tableau V. 6 : Périodes et facteurs de participation massique (Modèle sans Interaction) .

Mode	Période[S]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]	Nature
1	0.83	0.00	80.87	0.00	80.87	Translation
2	0.76	81.17	0.00	81.17	80.87	Translation
3	0.73	0.16	0.10	81.32	80.96	Torsion

D'après les résultats de l'analyse dynamique du système en portiques, on note que la période fondamentale est élevée ($T = 0.83s$), ce qui traduit une grande souplesse et un manque de rigidité latérale. Concernant les trois premiers modes, les deux premiers sont purement translatifs, tandis que la torsion n'apparaît qu'au troisième mode. Bien que la torsion soit absente des deux premiers modes, la valeur élevée de la période nécessite un renforcement par des voiles de contreventement pour augmenter la rigidité et améliorer le comportement parasismique.

V. 2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques (RPA 2024) :

D'après l'Article 4.3.5 du RPA 2024 [3]; La résultante des forces sismiques à la base, V , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eq. (4. 1) pour une valeur de la période fondamentale T_0 (cf. 4.2.4).

Si ($V_i \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V}$).

Tableau V. 7 : La force sismique V dynamique à la base.

Direction	0.8 V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Constatation
Sens x	3859.10	3976.4	Condition Non vérifié
Sens y	3859.10	3674.3	Condition Non vérifié

V. 2.4.1. Justification de la correction :

Pour le Sens Y, nous avons constaté que $V_{\text{dynamique}} < 0.8 V_{\text{statique}}$ ($3674.3 < 3859.10$).

Pour remédier à cela, nous avons appliqué un coefficient de correction (facteur d'échelle) au spectre de réponse dans cette direction. Le rapport de correction calculé est :

$$r = \left(\frac{0.8V}{V}\right) = \frac{3859.10}{3674.3} = 1.0502.$$

Après avoir ajusté le coefficient de direction dans le logiciel (en passant de 9.81 à 10.302), les nouveaux résultats sont les suivants :

Tableau V. 8 : Résultats finaux de la force sismique à la base (Après correction)

Direction	0.8 V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Constatation
Sens x	3859.10	3976.4	Condition vérifié
Sens y	3859.10	3858.6	Condition vérifié

V. 2.5. Répartition de l'effort tranchant :

Le classement du système de contreventement dépend de la contribution des voiles et des poteaux (voiles) .

Tableau V.9 : Répartition de l'effort tranchant dans une structure à portiques (sans interaction voile-poteaux).

Direction	V voiles (KN)	(%) voiles	V poteaux (KN)	(%) poteaux
Sens X-X	0	0.00%	3976.40	100%
Sens Y-Y	0	0.00%	3858.6	100%

V. 2.6. Vérification des déplacements inter-étages :

Tableau V. 10 : Vérification de déplacement dans une structure à portiques (sans interaction voile-poteaux).

Plancher	U_x	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	U_y	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	$H/100$	Constatation
RDC	0.005	0.0148	0.0148	0.005	0.0148	0.0148	0.0306	C - V
1 ^{er} Etage	0.012	0.0350	0.0204	0.014	0.0408	0.0262	0.0306	C - V
2 ^{er} Etage	0.019	0.0554	0.0204	0.022	0.0641	0.0233	0.0306	C - V
3 ^{er} Etage	0.025	0.0729	0.0175	0.028	0.0861	0.01750	0.0306	C - V
4 ^{er} Etage	0.029	0.08458	0.0116	0.033	0.0962	0.0145	0.0306	C - V
5 ^{er} Etage	0.032	0.0933	0.0087	0.036	0.1050	0.0087	0.0306	C - V

D'après les résultats obtenus pour le système en portiques, on constate que les déplacements sont relativement importants et s'approchent des seuils admissibles fixés par le RPA 2024 ($0.01 \times h$) [3]. En comparaison avec la variante renforcée par des voiles, le système portique montre une souplesse excessive (manque de rigidité latérale). Cette grande déformabilité peut engendrer des dommages importants aux éléments non structuraux. L'introduction des voiles de contreventement devient donc impérative pour stabiliser la structure et réduire ces déplacements à des valeurs plus sécuritaires.

V. 2.7. Vérification vis à vis de l'effet (P-Δ) :

Tableau V. 11 : Vérification vis à vis de l'effet (P-Δ).

Etage	W (KN)	H (m)	R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θ _x	Δy (cm)	Vy (KN)	θ _y	Observation
1	4808.70	3.06	2.91	1.455	3976.40	0.0058	1.455	3858.60	0.0059	OK
2	4808.70	3.06	2.91	2.037	3755.80	0.0085	2.328	3642.80	0.0100	OK
3	4808.70	3.06	2.91	2.037	3325.00	0.0096	2.328	3225.10	0.0113	OK
4	4808.70	3.06	2.91	1.746	2732.40	0.0100	2.037	2658.30	0.0120	OK
5	4808.70	3.06	2.91	1.164	1978.70	0.0092	1.455	1939.10	0.0118	OK
6	4332.60	3.06	2.91	0.582	1027.30	0.0080	0.873	1021.80	0.0121	OK

D'après les résultats du tableau relatif à la structure en portique simple, on observe que les valeurs des déplacements inter-étages (Δ) ainsi que l'indice de stabilité (θ) sont nettement plus élevées. Ces valeurs s'approchent des limites admissibles fixées par le règlement **RPA2024**. Cette proximité des seuils critiques met en évidence la grande souplesse de la structure et son manque de rigidité vis-à-vis des sollicitations horizontales. Cela justifie la nécessité d'opter pour un système de renforcement par voiles, qui fera l'objet de notre étude comparative, afin d'assurer une meilleure stabilité globale de l'ouvrage.

V. 2.8. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition 7.5 du paragraphe 7.4.3

Du DTR-BC 2.48.

$$V = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35 [3].$$

Tableau V. 12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (sans interaction).

	Output Case	Nd (KN)	Bc (Cm ²)	F _{c28} (Mpa)	V ≤ 0.35	Observation
Poteaux 45x45	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	1265.6	2025	25	0.25	Condition Vérifiée

Bien que la condition de l'effort normal réduit soit vérifiée ($\nu = 0.25 \leq 0.35$), cette valeur élevée témoigne que dans ce système en portiques, les poteaux supportent à eux seuls la quasi-totalité des charges permanentes, d'exploitation ainsi que les sollicitations sismiques. Cette concentration d'efforts montre que les poteaux sont fortement sollicités, ce qui explique la grande souplesse de la structure et l'absence d'un système de contreventement rigide capable de soulager ces éléments porteurs.

V. 3. Analyse comparative des deux variantes de renforcement :

Tableau V. 13 : Analyse comparative des résultats (avec et sans interaction).

Critère de comparaison	Avec interaction Voile-poteaux	Sans interaction Voile-poteaux	Interprétation technique
Période fondamentale (T)	0.62 s	0.83s	La structure M1 est plus rigide.
Rigidité latérale globale	Moyenne	Élevée	L'interaction augmente fortement la rigidité Globale du bâtiment
Facteur de correction (r)	/	1.0502 (Sens Y)	Amélioration de la réponse sismique
Déplacement Max	0.017 m (Etagé 5)	0.032 m (Etagé 5)	Réduction importante de près de 50%.
Dérive inter-étage (Drift)	0.0150 (Respect des limites)	0.1050 (Dépassement)	Conformité aux exigences du RPA.
Effort tranchant (V)	Mieux réparti	Concentré sur les	Les voiles participent

		portiques	efficacement à la reprise des efforts
Participation des poteaux	32.52% (Sens Y)	100%	Soulagement significatif des poteaux
Participation des voiles	67.48% (Sens Y)	0.00%	Rôle prédominant des voiles.
Effet de torsion	0.49s	0.73s	La baisse de la période de torsion améliore la stabilité contre la rotation.
Comportement global	Plus ductile et Homogène	Plus fragile et Localisé	Meilleure dissipation d'énergie
Conformité au RP	Généralement Satisfaisante	Souvent non Satisfaisante	Sécurité sismique élevée pour M1

V. 3.1. Interprétation des résultats :

D'après le tableau comparatif ci-dessus, nous constatons que l'introduction de l'interaction voile-poteaux (Modèle M1) a nettement amélioré le comportement dynamique de la structure. La période fondamentale a diminué, ce qui traduit une augmentation de la rigidité globale du bâtiment.

De plus, nous observons une réduction majeure des déplacements horizontaux et des dérives inter-étages, ramenant la structure dans les seuils admissibles par le règlement parasismique algérien (RPA). La répartition de l'effort tranchant montre que les voiles absorbent environ 67.48% des efforts sismiques, protégeant ainsi les poteaux d'une sollicitation excessive.

En conclusion, le système avec interaction offre une meilleure stabilité et une sécurité sismique optimale.

v. 4. Conclusion

L'étude comparative entre deux modèles de renforcement (système mixte avec interaction voiles-poteaux et système en portiques sans interaction) a démontré que l'ajout de voiles avec prise en compte de l'interaction améliore significativement le comportement sismique de la structure, avec :

Une réduction de la période fondamentale de 0,83 s à 0,62 s (augmentation de la rigidité) ;

Une absorption par les voiles de 67,48 % de l'effort tranchant en direction Y, soulageant ainsi les poteaux ;

Une réduction des déplacements maximaux d'environ 50 % (de 3,2 cm à 1,7 cm) ;

Un indice de stabilité $\theta < 0,10$ à tous les niveaux.

En conclusion, le système de renforcement par voiles avec interaction est le plus sûr et le plus performant, garantissant une conformité totale aux exigences du RPA 2024.

CHAPITRES VI : ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

VII. 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons une analyse comparative des résultats obtenus pour trois modèles de la même structure à 6 niveaux, en modifiant à chaque fois la disposition des voiles (Voiles de contreventement). L'objectif est d'évaluer l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique, et de déterminer la configuration la plus performante selon le RPA 2024.

Les trois modèles sont :

- **Modèle 1** : Voiles disposés symétriquement dans les deux sens X et Y (étudié dans le chapitre 4).

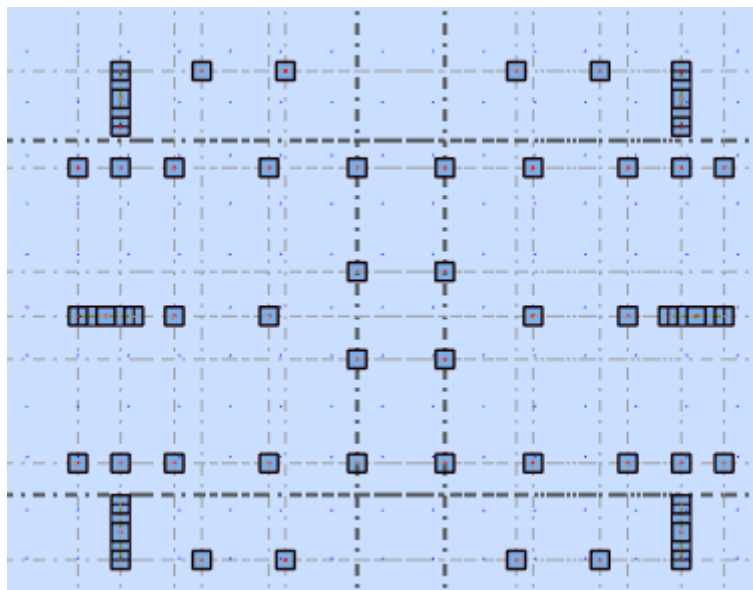


Figure VI.1 : Disposition des voiles dans la variante 01 (Modèle Optimal)

Modèle 2 (Non symétrique) : Voiles disposés de manière en plan.

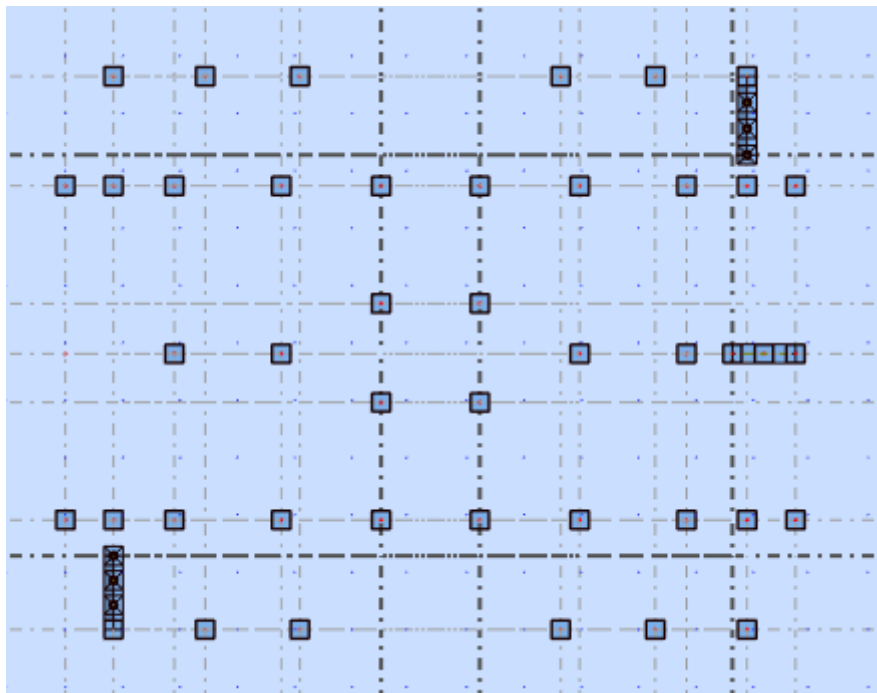


Figure VI.2 : Disposition des voiles dans la variante (Modèle Asymétrique)

Modèle 3 (Unidirectionnel) : Voiles uniquement dans le sens X (ou uniquement Y).

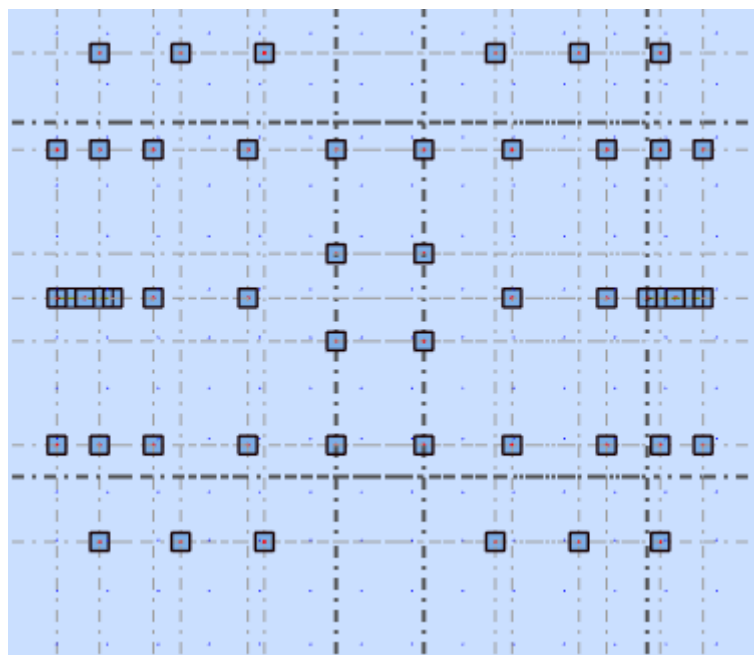


Figure VI.3 : Disposition des voiles dans la variante unidirectionnelle (Sens-X)

VII. 2. Analyse des périodes propres et des modes de vibration :

Tableau VI.1: Comparaison des périodes fondamentales (T) des différentes variantes de disposition des voiles.

Modèle	T1(s) - Translation X	T2 (s) - Translation Y	3 (s) - Rotation Z	Observation
Modèle 1 (symétrique)	0.62	0.57	0.49	Modes découplés, bonne rigidité
Modèle 2 (asymétrique)	0.68	0.61	0.52	Couplage X-Rotation
Modèle 3 (voiles que X)	0.83	0.73	0.61	Très flexible en Y, risque de torsion

Le modèle 1 présente des périodes équilibrées et des modes bien séparés. Le modèle 3 est défavorable en raison d'une grande flexibilité dans le sens sans voiles.

VII. 3. Analyse des efforts sismiques globaux (Force sismique totale V) :

Tableau VI.2: Comparaison des efforts sismiques totaux V entre les modèles étudiés.

Modèle	Vx (KN)	Vy (KN)	Observation
Modèle 1	3747.3	3945.0	Efforts équilibrés
Modèle 2	2749.5	2939.8	Légère augmentation
Modèle 3	2763.0	2324.5	Déséquilibre important

Le modèle 3 reprend presque tout l'effort sismique en Y, mais très peu en X, ce qui n'est pas recommandé.

VII. 4. Analyse des déplacements et dérives inter-étages :

Les résultats présentés dans ce tableau sont issus de la combinaison d'actions sismiques conformément au RPA, généralement définie par : $G + Q \div E$. Pour la vérification des déplacements, nous utilisons les forces sismiques calculées selon la méthode modale spectrale pour chaque direction (X et Y) séparément, ou l'enveloppe des résultats.

Tableau VI. 3 : Comparaison des déplacements maximaux et des dérives inter-étages par modèle.

Modèle	Déplacement max X (cm)	Déplacement max Y (cm)	Dérive maximale (cm)	Condition ($H/100 = 3.06$ cm)
Modèle 1	2.1	2.0	2.1	Vérifiée
Modèle 2	1.8	1.6	1.8	Vérifiée
Modèle 3	1.8	2.1	2.1	Vérifiée

Le modèle 3 dépasse la limite de déplacement inter-étages dans le sens X ($3.5 \text{ cm} > 3.06 \text{ cm}$), ce qui est inacceptable selon RPA 2024.

VII. 5. Efforts internes dans les poteaux et les voiles (Effort normal réduit) :

Tableau VI. 4 : Vérification de l'effort normal réduit (v) dans les poteaux pour les modèles étudiés.

Modèle	Poteau	Nd (KN)	$V = Nd/(Bc.fc28)$	Condition (≤ 0.35)
Modèle 1	45x45	517.3	0.10	Vérifiée
Modèle 2	45x45	620.0	0.12	Vérifiée
Modèle 3	45x45	3398.6	0.67	Non Vérifiée

Les modèles 1 et 2 vérifient la condition de l'effort normal réduit ($V \leq 0.35$). Cependant, le modèle 3 ne respecte pas cette condition ($v = 0.67 > 0.35$), ce qui indique que les poteaux du modèle 3 sont surchargés et nécessitent un redimensionnement ou une modification de la structure.

VII. 6. Discussion et interprétation des résultats :

Tableau VI. 5 : récapitulatif de comparaison et d'évaluation des modèles.

Critère	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Symétrie	Excellente	Asymétrique	Très asymétrique
Périodes	Équilibrées	Couplage	Très déséquilibrées
Efforts sismiques	Équilibrés	Acceptables	Très déséquilibrés
Déplacements	Conformes	Limites	Non conformes
Effort normal réduit	Faible	Moyen	Non Vérifiée
Risque de torsion	Faible	Moyen	Élevé

Le modèle 1 présente les meilleures performances pour tous les critères critiques (symétrie, équilibre des périodes, déplacements conformes, et faible risque de torsion), ce qui le rend le plus conforme aux exigences du RPA 2024.

VII. 7. Conclusion – Choix du modèle le plus performant :

D'après l'analyse comparative des trois modèles, **le modèle 1** est le plus performant et le plus conforme aux exigences du **RPA 2024** pour les raisons suivantes

1. **Modes de vibration sont très réduit découplés** (pas de couplage translation-rotation).
2. **Déplacements et dérives inter-étages** réduite par rapport ls autres.
3. **Efforts sismiques bien répartis** entre poteaux et voiles.
4. **Absence de risque de torsion** importante.

Le modèle 2 peut être acceptable avec un contreventement supplémentaire, mais le modèle 3 est **à rejeter** car il ne respecte pas les conditions de RPQ.

CHAITRE VII : FERRAILAGE

VII. 1. Introduction :

Le chapitre relatif au ferrailage constitue l'étape cruciale et finale du processus de conception structurelle. Il vise à traduire les résultats analytiques en plans d'exécution concrets. Dans ce chapitre, nous passons des calculs théoriques à la dimension pratique, en déterminant les sections d'acier nécessaires pour les poteaux et les poutres, tout en respectant scrupuleusement les règles réglementaires (**BAEL 91 et RPA99/version 2024**) afin de garantir la durabilité, la rigidité de la structure et sa résistance aux séismes.

VII. 2. Calcul du ferrailage des poteaux :

Poteaux 45 × 45 :

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau VII.1 : Les sollicitations sur le poteau 45×45.

Combinaison	N(KN)	My (KN.m)
ELU	1804.3	69.1
ELA	2849.1	248.0

La section des armatures calculer :

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN.m)

Type de sollicitation	N	M
1 ELU	1804.30	69.10
2 ELA	2849.10	248.00
3		

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

! $A_{s1} = 10.1 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 10.1 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1.00 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 1.00 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$ ☒ Dispositions sismiques

ATTENTION : Densité d'acier insuffisante.
 $A_s = 20.2 \text{ cm}^2 < A_{s(min)} = 20.3 \text{ cm}^2$

Section (cm)

b = 45.0 ☒ Bloquée

h = 45.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure VII. 1 : A_s cal de poteaux (45× 45) cm²

VII. 2.1. Ferrailage longitudinal :

Selon l'RPA 99 / version 2024 :

$A_{min} = 1 \% \text{ de la section de béton} = 20 \text{ cm}^2$

- $A_{max} = 0.4\% \text{ de la section de béton} = 8.1 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

- $A_{max} = 0.8\% \text{ de la section de béton} = 16.3 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

15 cm en zone 6

- $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$

$A_{s_{min}} = 1\% \cdot B = 20.25 \text{ cm}^2$

On pondéré : $A_s = 12T16 = 24.11 \text{ cm}^2$

VII. 2.2. Ferrailage transversal :

Selon le RPA 99 / version 2024 :

En zone nodale :

$t \leq \min (b_0 / 3 ; 10 \text{ cm} ; 60 \Phi l)$

$t \leq \min (45 / 3 ; 10 \text{ cm} ; 60 \times 1.6) = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$t \leq \min (b_1 / 2 ; h_1 / 2 ; 10 \Phi l) = 10 \text{ cm}$

$t \leq \min (45 / 2 ; 45 / 2 ; 16) \Rightarrow t \leq 16 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi t_{min}$ minimums

$10 \Phi t = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \Phi$:

Pour $\Phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Poteaux (40× 40) :

Tableau VII.2 : Les sollicitations sur le poteau 40×40

Combinaison	N(KN)	My (KN.m)
ELU	1804.3	69.1
ELA	2849.1	248.0

La section des armatures calculées :

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion composée' software interface. The 'Calcul' tab is active. On the left, a 3D diagram of a column is shown with axes M and N. The 'Charges (kN, kN*m)' table is as follows:

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	1804.40	69.10
2	ELA	2849.10	248.90
3			

Below the table, 'Calculé en' is set to 'Poutre' and 'Poteau'. The 'Résultats' section shows $A_{s1} = 18.1 \text{ cm}^2$ and $A_{s2} = 18.1 \text{ cm}^2$, with a reinforcement ratio $\rho = 2.26 \%$. The 'Valeurs réglementaires' section shows $\rho_{min} = 1.00 \%$ and $\rho_{max} = 5.00 \%$, with 'Dispositions sismiques' checked. The 'Section (cm)' section shows $b = 40.0$ and $h = 40.0$, both marked as 'Bloquée', and $d_1 = 2.5$ and $d_2 = 2.5$. A 'CALCULER' button and a 'Note' button are at the bottom right. The bottom of the window has buttons for 'Quitter', 'Armatures ...', 'Préférences ...', 'Aide', and 'A propos...'.

Figure VII. 2 : As cal de poteaux (40× 40) cm²

Ferrailage longitudinal :

Selon l'RPA 99 / version 2024 :

- $A_{min} = 1 \%$ de la section de béton = 16 cm^2
- $A_{max} = 0.4\%$ de la section de béton = 6.4 cm^2 (en zone courante).
- $A_{max} = 0.8\%$ de la section de béton = 12.8 cm^2 (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 15 cm en zone 6
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$

$$A_{s \min} = 1\% \cdot B = 16 \text{ cm}^2$$

- on pondéré : $A_s = 12\text{HA}20 = 37.68 \text{ cm}^2$

Ferrailage transversal :

En zone nodale :

$$t \leq \min (b/3 ; 10\text{cm} ; 60 \varnothing l) \Rightarrow$$

$$t \leq \min (35/3 ; 10\text{cm} ; 60 \times 1.6) = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$t' \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10 \varnothing l) = 10 \text{ cm}$$

$$t' \leq \min (40/2 ; 40/2 ; 16) \Rightarrow t' \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$ dans la zone courant.

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

$10 \varnothing t = 10 \times 1.2 = 16 \text{ Cm}$; alors on adopte longueur de 16 cm .

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 2\text{Cm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{Cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Poteaux 35 × 35 :

Tableau VII.3 : Les sollicitations sur le poteau 35×35

Combinaison	N(KN)	My (KN.m)
ELU	1804.3	69.1
ELA	2849.1	248.0

La section des armatures calculées :

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion composée' software interface. The 'Calcul' tab is active. On the left, a table lists the types of loading (ELU, ELA) and their corresponding normal force (N) and bending moment (M) values. To the right, a diagram of a rectangular column section is shown with dimensions b and h, and reinforcement areas A_{s1} and A_{s2}. Below the table, the 'Résultats' section displays the calculated reinforcement areas (A_{s1} = 24.5 cm², A_{s2} = 24.5 cm²) and the percentage of reinforcement (ρ = 4.00 %). It also shows the minimum and maximum reinforcement percentages (ρ_{min} = 1.00 %, ρ_{max} = 5.00 %) and a checkbox for 'Dispositions sismiques'. The 'Section (cm)' section shows the dimensions b = 35.0 and h = 35.0, both marked as 'Bloquée'. The effective depths d₁ and d₂ are both 2.5. A 'CALCULER' button is present. At the bottom, there are buttons for 'Quitter', 'Armatures ...', 'Préférences ...', 'Aide', and 'A propos...'. The status bar at the bottom right indicates '1/4'.

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	1804.40	69.10
2	ELA	2849.10	248.90
3			

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats
A_{s1} = 24.5 cm² A_{s2} = 24.5 cm²
% d'armatures ρ = 4.00 %
Valeurs réglementaires
% d'armatures minimum ρ_{min} = 1.00 %
% d'armatures maximum ρ_{max} = 5.00 %
☒ Dispositions sismiques
CALCUL TERMINE

Section (cm)
b = 35.0 ☒ Bloquée
h = 35.0 ☒ Bloquée
d₁ = 2.5 d₂ = 2.5
CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VII. 3 : As cal de poteaux (35×35) cm²

Ferrailage longitudinal :

Selon l'RPA 99 / version 2024 :

- A_{min} = 1 % de la section de béton = 12.25 cm².
- A_{max} = 0.4% de la section de béton = 4.9 cm² (en zone courante).
- A_{max} = 0.8% de la section de béton = 9.8 cm² (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 15 cm en zone 6.
- Φ min = 12mm.
- A_{s min} = 1%*B = 12.25cm².
- on pondéré : A_s = 12T16 = 24.11m².

Ferrailage transversal :

- Selon le RPA 99 / version 2024 :

- En zone nodale :

$$t \leq \min (b/3 ; 10\text{cm} ; 60 \varnothing l) \Rightarrow$$

$$t \leq \min (30/3 ; 10\text{cm} ; 60 \times 1.6) = 10 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$t' \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10 \varnothing l) = 10 \text{ cm.}$$

$$t' \leq \min (35/2 ; 35/2 ; 16) \Rightarrow t' \leq 16 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$ dans la zone courant.

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

$10 \varnothing t = 10 \times 2.5 = 25 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 16 cm .

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 50 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 2.5 \text{ Cm} \rightarrow l_r = 50 \times 2.5 = 125\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 125\text{cm}$.

VII. 2.3. Schéma de ferrailage :

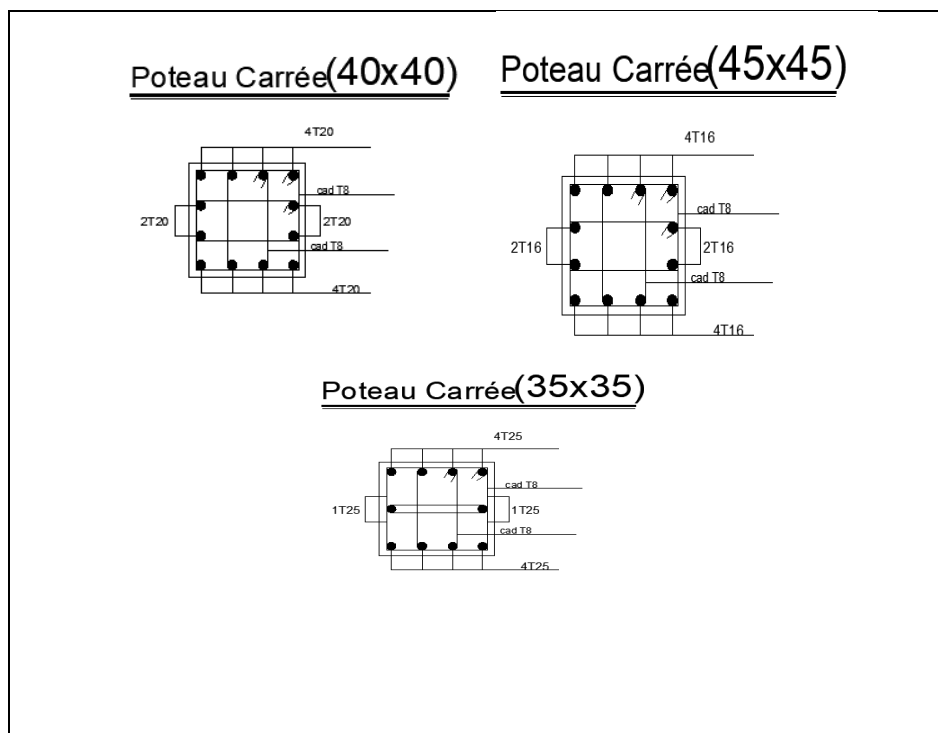


Figure VII. 4 : Schéma de ferrailage poteau.

VII. 3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

VII. 3.1. Poutre principale (30x45) cm² :

Les sollicitations les plus défavorables :

Output Case	$M_{\text{Travée}}$	M_{Appuis}
ELU	63.40	-111.1
ELS	46.6	-81.2
ELA	217.3	-243.3

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software window. The 'Calcul' tab is active. On the left, under 'Charges (kN*m)', the values for ELU, ELS, and ELA are entered: ELU (M_{max} = 63.40, M_{min} = -111.10), ELS (M_{max} = 46.40, M_{min} = -81.20), and ELA (M_{max} = 217.30, M_{min} = -243.30). The 'Prise en compte des armatures comprimées' checkbox is checked. On the right, a diagram of a rectangular beam section is shown with width 'b' and height 'h'. Below the diagram, the 'Section (cm)' parameters are set: b = 30.0 (Bloquée), h = 45.0 (Bloquée), d₁ = 2.5, and d₂ = 2.5. In the 'Résultats' section, the calculated reinforcement areas are A_{s1} = 13.6 cm² and A_{s2} = 15.5 cm², with a reinforcement ratio ρ = 2.28 %. The 'Valeurs réglementaires' section shows ρ_{min} = 0.35 % and ρ_{max} = 2.36 %, with the 'Dispositions sismiques' checkbox checked. At the bottom, there are buttons for 'Calculer', 'Note', 'Quitter', 'Armatures...', 'Préférences...', 'Aide', and 'A propos...'. The 'Calculer' button is highlighted in blue.

Figure VII. 5 : Fenêtre des résultats de ferrailage de la poutre principale (30 x45)
(EXPERT BA)

Le ferrailage min du RPA 2024 $A_{\min} = 0.5\%$.

Tableau VII.4: Ferrailage des poutres principale .

Section		Amin RPA (Cm2)	A calculé		A adopté	
B (Cm)	H (Cm)		Appuis (Cm2)	Travées (Cm2)	Appuis (Cm2)	Travées (Cm2)
30	45	6.75	13.6	15.5	15.4488 3T16+3T20	15.4488 3T16+3T20

Armature transversale :

Espacement :

(Zone nodale)

$$S = \min(45/4 ; 24\varnothing ; 17.5\text{cm} ; 6\varnothing) = \min(40/4 ; 24*2 ; 17.5\text{cm} ; 6*2) =$$

$\min(11.25\text{cm}; 48\text{cm}; 17.5\text{cm}; 12\text{cm}) = 11.25\text{cm}.$

(Zone courante)

$$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } s' = 20\text{cm}$$

Espacement (20cm, 10cm)

VII. 3.2. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE :

Les sollicitations les plus défavorables :

Output Case	$M_{\text{Travée}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{Appuis}}(\text{KN.m})$
ELU	55.9	-68.3
ELS	40.6	-49.7
ELA	248	-261.1

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{\max} = 55.90$ $M_{\min} = -68.30$

ELS : $M_{\max} = 40.60$ $M_{\min} = -49.70$

ELA : $M_{\max} = 248.00$ $M_{\min} = -261.10$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 17.7$ cm² $A_{s2} = 19.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 3.26$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.35$ %

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 2.34$ % ☒ Dispositions sismiques

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

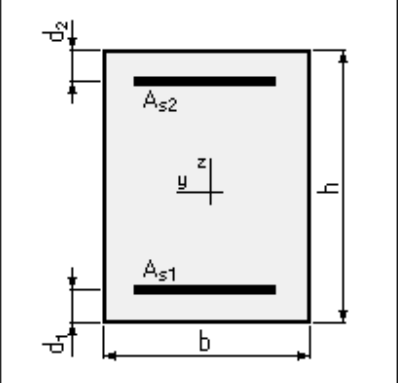


Figure VII. 6 : Fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires (30 x40)
(EXPERT BA)

Le ferrailage min du RPA 2024 $A_{\min} = 0.5\%$

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres secondaires

Section		Amin RPA (Cm2)	A calculé		A adopté	
B (Cm)	H (Cm)	6	Appuis (Cm2)	Travées (Cm2)	Appuis (Cm2)	Travées (Cm2)
30	40	6	17.7	19	18.84 6T20	21.47 3T20+6T16

Armature transversale :

Espacement :

(Zone nodale)

$$S = \min (H/4 ; 24\phi ; 17.5\text{cm} ; 6\phi) = \min (40/4 ; 24*2 ; 17.5\text{cm} ; 6*2)$$

$$= \min(10\text{cm} ; 48\text{cm}; 17.5\text{cm}; 12\text{cm}) = 10\text{cm}$$

(Zone courante).

$$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } s' = 20\text{cm}.$$

Espacement (20cm ,10cm) .

VII. 3.3. Schéma de ferrailage :

Poutre principale :

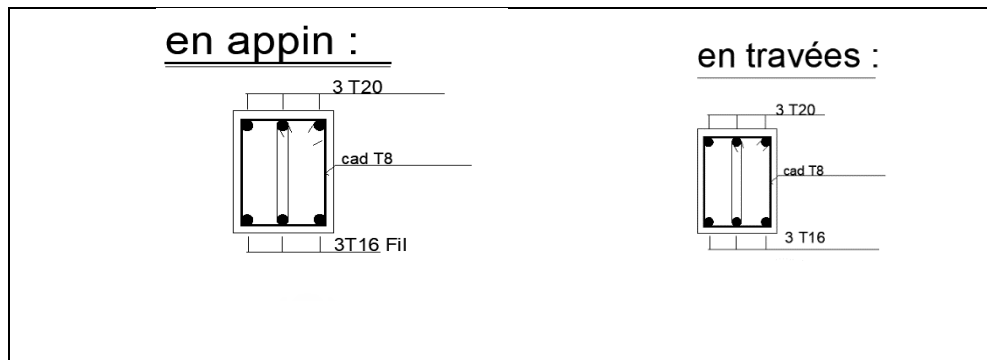


Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage poutres principales.

Poutre secondaire :



Figure VII. 8 : Schéma de ferrailage poutres secondaires.

VII. 4. Ferrailage des voiles :

Voile	L(cm)	Epaisseur e (cm)	Niveau
V	220	20	Taux les étage

VII. 4.2. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES VOILES :

$$V_d = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11).$$

V_d : L'effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N).

B_C : Section du poteau en (mm²).

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

$$N_d = 1303.6 \text{ KN.}$$

$$B_C = 0.20 \times 2.20 \Rightarrow B_e = 4400 \text{ cm}^2.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$V_d = \frac{1303.6}{0.44 \times 25} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11).$$

VII. 4.3. JUSTIFICATION DE FERRAILAGE DES VOILES :

VII. 4.3.1. Ferrailages des voiles et des trumeaux :

➤ **Dispositions générales :**

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'En. (7. 11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7 .1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton arme en vigueur; en outre :

- Les voiles e lances correspondent à $((h_w / l_w) > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul , en fonction de la hauteur, est donne par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2.0)$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2/ 3)$ (cf. Annexe D).

VII. 4.3.2. Ferrailages de éléments de rive :

Le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cn} = 0.35\%$ (cf. Figure(7.16)).

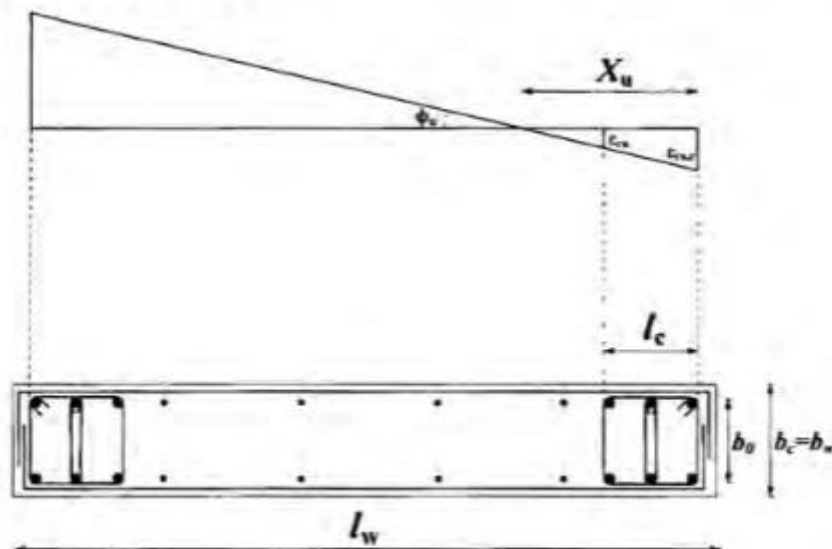


Figure 7.16: Eléments de rives pour les voiles

La longueur , l_c , de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec :

- l_w : longueur du voile .
- b_w : largeur de lame du voile .

$$V(220 \times 20)cm \quad l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = \max(0.15 \times 220; 1.5 \times 20) = \max(33; 30)$$

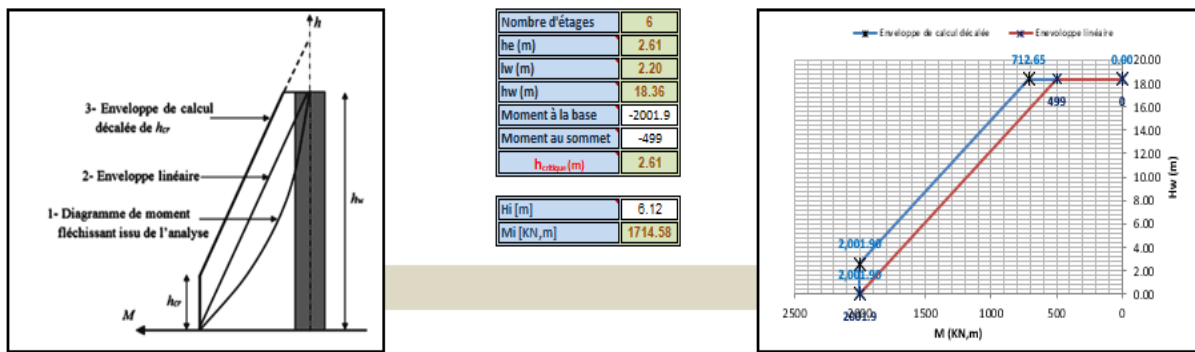
On prend $l_c = 35cm$.

VII. 4.4. DONNE POUR CALCUL LE FERRAILLAGE DES VOILLES :

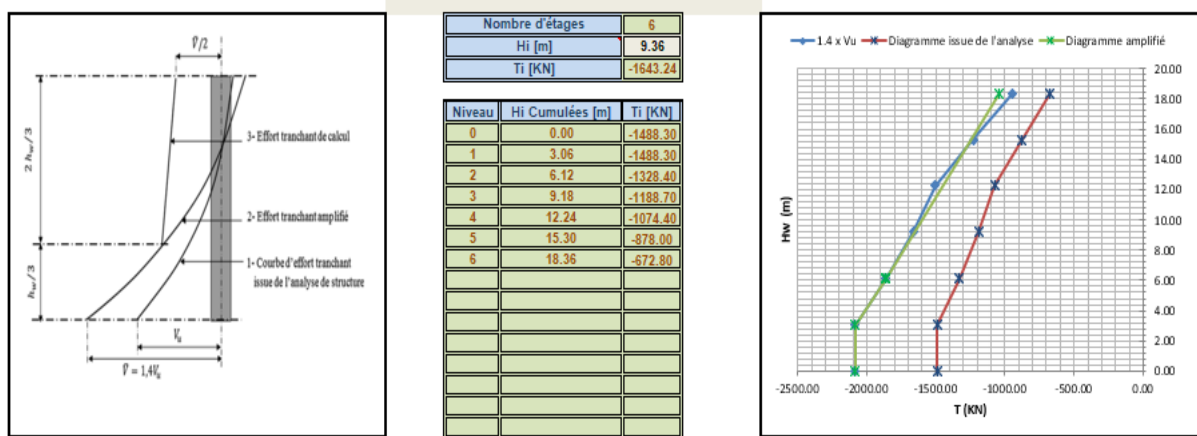
N étages	h_w (m)	h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	$d_{1,2}$ (cm)	F_{c28} (Mpa)	Fe (Mpa)	γ_b	γ_s
6	18.36	2.61	2.20	0.20	2.50	25.00	400.00	1.20	1.00
Type de systèm									
5- Système de contreventement constitué par des voiles									
Qf	T0 (s)	T2 (s)	N_{imax} [KN]	R	Type de voile				
1.20	0.57	0.50	1303.60	4.50	VOILES ELANCES				
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT									
Il est nécessaire de modifier les moments fléchissants résultant du calcul de structure									
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS									
Il n'est pas nécessaire de modifier les efforts tranchants résultant du calcul de structure									

Niveau	H_i [m]	N_i [KN]	M_i [KN.m]	T_i [KN]
0	0.00	-1303.6	-2001.9	-1488.3
1	3.06	-1303.6	-2001.9	-1488.3
2	6.12	-729.4	-1089.4	-1328.4
3	9.18	-666.9	-878.5	-1188.7
4	12.24	-661.1	-792.1	-1074.4
5	15.30	-551.8	-645.9	-878
6	18.36	-336.3	-499	-672.8

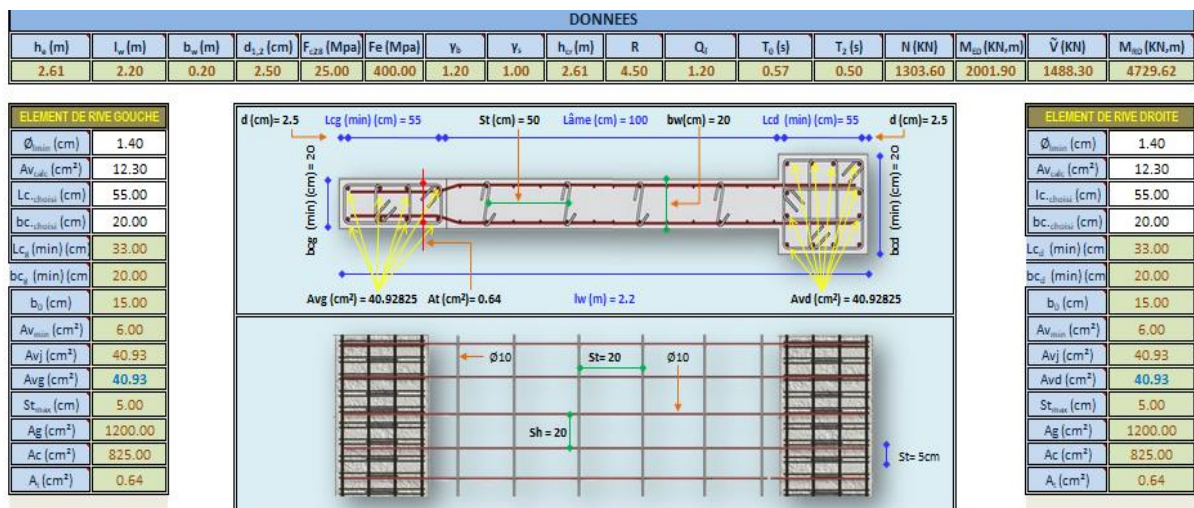
VII. 4.5. ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT :



VII. 4.6. ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS :



VII. 4.7. FERRAILAGE DES VOILES DE LA ZONE CRITIQUE :

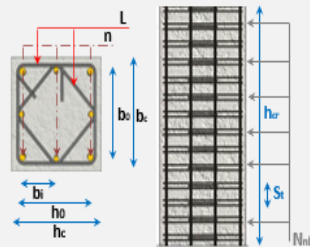


L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_i (cm)	1.00	ϕ_i (cm)	1.00
$S_{vchoisi}$ (cm)	20.00	$S_{hchoisi}$ (cm)	20.00
S_{vmax} (cm)	25.00	S_{hmax} (cm)	25.00
ϕ_{lmin} (cm)	0.80	Z (cm)	160.00
ϕ_{lmax} (cm)	2.50	ϕ_{lmax} (cm)	2.50
A_{vmin} (cm ²)/e=20cm	0.80	A_{hmin} (cm ²)/e=20cm	0.80
A_{sv} (cm ²)/L=100cm	7.85	A_{sh} (cm ²)/h=261cm	21.99
tb (MPa) = 3.76 < τ_{adm} (MPa) = 5 Condition vérifiée			

CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE

ELEMENT DE RIVE GOUCHI	
V_d (KN)	0.12
F_{yd}/F_{cd}	19.20
ϕ_v	0.07
γ_u	55.73
V_{rc} (cm ²)	215325.00
V_{st} (cm ²)	5931.33
ϕ_{cu}	0.0035
μ_{se}	2.17
α_n	0.77
α_s	0.80
α	0.61
$\phi_{cu,c}$	0.04
ϕ_{ay}	0.0020
ϕ_{wd}	0.5289
$\phi_{wd}(min)$	-0.0032
$L_c, calcul$ (cm)	50.28
Condition vérifiée	

ELEMENT GOUCHI	
n	8
b_i (cm)	12.00
L (cm)	236.00
ϕ_i (cm)	0.80
N_{tr}	50
St (cm)	5.00
bc (cm)	20.00
b0 (cm)	15.00
hc (cm)	60.00
h0 (cm)	55.00



ELEMENT DROITE	
n	8
b_i (cm)	12.00
L (cm)	236.00
ϕ_i (cm)	0.80
N_{tr}	50
St (cm)	5.00
bc (cm)	20.00
b0 (cm)	15.00
hc (cm)	60.00
h0 (cm)	55.00

ELEMENT DE RIVE DROITE	
V_d (KN)	0.12
F_{yd}/F_{cd}	19.20
ϕ_v	0.07
γ_u	55.73
V_{rc} (cm ²)	215325.00
V_{st} (cm ²)	5931.33
ϕ_{cu}	0.0035
μ_{se}	2.17
α_n	0.77
α_s	0.80
α	0.61
$\phi_{cu,c}$	0.04
ϕ_{ay}	0.0020
ϕ_{wd}	0.5289
$\phi_{wd}(min)$	-0.0032
$L_c, calcul$ (cm)	50.28
Condition vérifiée	

VII. 4.8. FERRAILLAGE DES VOILLES DE LA ZONE SUPERIEURE :

L'AME (Zone supérieure)			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_i (cm)	1.20	ϕ_i (cm)	1.20
St_{choisi} (cm)	20.00	St_{choisi} (cm)	25.00
ϕ_{lmax} (cm)	2.00	ϕ_{lmax} (cm)	2.00
St_{max} (cm)	25.00	St_{max} (cm)	25.00

					ELEMENTS DE RIVE			L'AME					
Niveau	H _i [m]	N _i [KN]	M _i [KN.m]	T _i [KN]	A _{sv} (cm ²)	A _{svmin} (cm ²)	Choix des barres	A _{vmin} (cm ²) e = 20 cm	Choix des barres n HA12/e= 20 cm	A _h (cm ²)	A _{hmin} (cm ²) e = 25 cm	Choix des barres n HA12/e= 25 cm	Zone
0	0.00												Zone critique(déjà calculée)
1	3.06												Zone critique(déjà calculée)
2	6.12	-729.40	1714.58	1328.40	0.00	5.50	6HA12 = 6.78	0.80	2HA12=2.26cm ²	5.19	1.00	6HA12=6.79cm ²	Au-dessus de la zone critique
3	9.18	-666.90	1464.10	1188.70	0.37	5.50	6HA12 = 6.78	0.80	2HA12=2.26cm ²	4.64	1.00	6HA12=6.79cm ²	Zone supérieure
4	12.24	-661.10	1213.61	1074.40	0.96	5.50	6HA12 = 6.78	0.80	2HA12=2.26cm ²	4.20	1.00	4HA12=4.52cm ²	Zone supérieure
5	15.30	-551.80	963.13	878.00	0.19	5.50	6HA12 = 6.78	0.80	2HA12=2.26cm ²	3.43	1.00	4HA12=4.52cm ²	Zone supérieure
6	18.36	-336.30	712.65	672.80	0.19	5.50	6HA12 = 6.79	0.80	2HA12=2.26cm ²	2.63	1.00	4HA12=4.52cm ²	Zone supérieure

5. Conclusion :

Le processus de calcul du ferrailage nous a permis de déterminer les diamètres et les quantités nécessaires pour renforcer les éléments structurels essentiels du bâtiment. Nous nous sommes appuyés sur les normes techniques pour assurer le comportement ductile de la structure face aux séismes et éviter toute rupture fragile. Ces résultats constituent le pilier fondamental pour l'élaboration des plans d'exécution, garantissant ainsi, en fin de compte, la sécurité de l'ouvrage et sa capacité à supporter les charges appliquées conformément aux spécifications techniques requises.

CONCLUSION GÉNÉRALE

I. Synthèse des principaux résultats :

Cette étude a permis de valider l'efficacité du renforcement par l'ajout de voiles en béton Armé dans les zones à forte sismicité.

Les résultats du modèle optimal montrent une réduction de la période fondamentale à **0.62 s**, assurant une rigidité adéquate (**Source : Tableau V.1 du Chapitre V**).

L'interaction voile-poteau a été confirmée par la répartition de l'effort tranchant où les voiles ont absorbé **52.55%** des forces en sens X et **67.48%** en sens Y (**Source: Tableau IV.10 du Chapitre IV**).

Toutes les vérifications, notamment le déplacement inter-étage et l'effort normal réduit (**V= 0.084**), sont conformes au **RPA 2024**.

II. Apports scientifiques et techniques du travail :

L'apport majeur réside dans la maîtrise de la modélisation sous **Robot 2021** (**Source : Étude technique du Chapitre IV**).

L'ajustement des paramètres sismiques a été réalisé via un coefficient de correction **r=1.0045** (en utilisant $g=9.845$) (**Source : User Correction Leger**).

La démarche comparative a justifié que le choix d'une disposition symétrique est la solution la plus fiable (**Source : Étude comparative du Chapitre VI**).

III. Recommandations pour le renforcement des structures :

Privilégier la symétrie des voiles pour minimiser les effets de torsion globale (**Source : Analyse des Variantes du Chapitre VI**).

Assurer une liaison rigide entre les nouveaux voiles et les poteaux existants (**Source : Recommandations techniques du RPA 2024**).

Vérifier l'effort normal réduit (**Source : Article 7.4.3 du RPA 2024**).

IV. Perspectives futures :

L'évaluation de la structure par une analyse non-linéaire (**Push over**).

L'étude du renforcement par l'utilisation de polymères renforcés de fibres de carbone (**FRP**).

L'application de techniques d'isolation sismique à la base.

Liste des références

- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91modifié 99.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- [3] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2024
- [4] ATAMNA Ahmed Louai et BOUCHECHE Oussama " Etude d'un Bâtiment (R + 5)
- [5] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim
- [6] CGS (2004). Rapport préliminaire sur le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [7] Berrah, M. & Karray, M. (2008). Typologie et vulnérabilité sismique des bâtiments en Algérie. Revue Française de Génie Civil, 12(3), 345-362.
- [8] FEMA 306 (1998). Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [9] Paulay, T. & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons. (Chapitres 5 & 7)
- [10] Belmouden, Y. & Elharif, A. (2009). Modélisation numérique de la tenue aux séismes des structures en béton armé. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 275, 45-60.
- [11] Chopra, A. K. (2020). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (6^e éd.). Pearson.
- [12] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2021.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2027
- ROBOT Expert BA
- EXCEL2021

Annexes

Expertise de Section en Flexion Simple

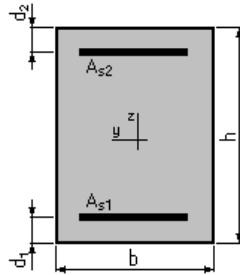
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 45.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 13.6$ (cm²) TERA V

Section minimum $A_{s \min} = 4.5$ (cm²)

théorique $\rho = 2.28$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.35$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 15.5$ (cm²) APPOI

Section maximum $A_{s \max} = 31.9$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 2.36$ (%)

4. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	46.40	-81.20

5. Résultats :

Cas ELS	$M_{\max} = 46.40$ (kN*m)	$M_{\min} = -81.20$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.87	
Position de l'axe neutre:	$y = 15.5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5.2$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 136.2$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 65.8$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)	

Expertise de Section en Flexion Simple

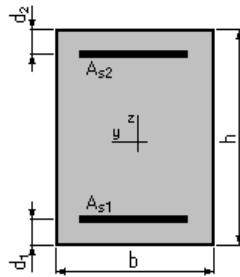
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 17.7$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 3.9$ (cm²)
 théorique $\rho = 3.26$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.35$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 19.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 28.1$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 2.34$ (%)

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	40.60	-49.70

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 40.60$ (kN*m)	$M_{\min} = -49.70$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	4.50	
Position de l'axe neutre:	$y = 14.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3.3$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 77.4$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 41.5$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)	

Vérification de Section en Flexion Composée

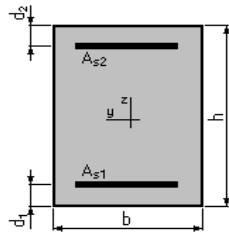
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 45.0$ (cm)

$h = 45.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 10.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 20.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 1.00$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 10.1$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 101.3$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: $e_z = 0.0$ (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	M (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3571.36	0.00
Etat Limite de Service	3491.98	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4549.85	0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 3571.36 (kN) M = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = + \infty$
 Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Annexes

Etat ELS **N = 3491.98 (kN)** **M = 0.00** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = + \infty$
Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 225.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **N = 4549.85** **(kN)** **M = 0.00** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = + \infty$
Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

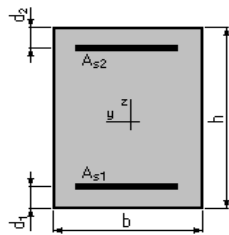
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1804.30	7.23
2.	ELS	1316.40	52.80
3.	ELA	2849.10	113.20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18.1\text{cm}^2$	Section théorique	$A_{s2} = 18.1\text{cm}^2$
Section minimum	$A_{s\min} = 16.0\text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s\max} = 80.0\text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1.00\text{ (}\%\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 1.00\text{ (}\%\text{)}$	maximum	$\rho_{\max} = 5.00\text{ (}\%\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 1804.30\text{ (kN)}$ $M = 7.23\text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.53	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 78.7\text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 17.5\text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0.00\text{ (}\%\text{)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 2.56\text{ (}\%\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 347.8\text{ (MPa)}$	

Cas N° 2: Type ELS $N = 1316.40\text{ (kN)}$ $M = 52.80\text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.38	
Position de l'axe neutre:	$y = 58.9\text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 20.9\text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10.8\text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0\text{ (MPa)}$	

Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 155.6\text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 400.0\text{ (MPa)}$	

Cas N° 3: Type ELA $N = 2849.10\text{ (kN)}$ $M = 113.20\text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.03	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 42.9\text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 20.3\text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0.00\text{ (}\%\text{)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3.33\text{ (}\%\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 400.0\text{ (MPa)}$	

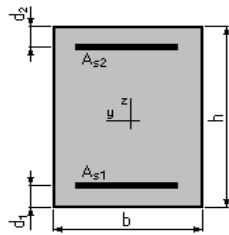
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0\text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400.0\text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 35.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1804.30	72.30
2.	ELU	1316.40	52.80
3.	ELU	2849.10	113.20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 24.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.3$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 61.3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 4.36$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1.00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1804.30 (kN) M = 72.30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.58 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 40.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.19$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 1316.40 (kN) M = 52.80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.16 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 40.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.19$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU N = 2849.10 (kN) M = 113.20 (kN*m)

Annexes

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 40.2$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 16.4$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0.00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3.19$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 347.8$	(MPa)