

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

Dimensionnement parasismiques d'un bâtiment (R+9+sous-sol) en  
béton armé

---

Présenté par : **BOUDIB Zina Rayene**

Sous la direction de : Mme. BAUCHE Nadja      ENP  
M. BOURZAM Abdelkrim      ENP

Présenté et soutenu publiquement le (14/07/2024)

**Composition du jury :**

Président :	M. BENZAOUZ Khalil-Brahim	MC A	ENP
Promotrice :	Mme. BAUCHE Nadja	MA A	ENP
Promoteur :	M. BOURZAM Abdelkrim	Professeur	ENP
Examinatrice :	Mme. SEBAI Souad	MC B	ENP

ENP 2024



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

Dimensionnement parasismiques d'un bâtiment (R+9+sous-sol) en  
béton armé

---

Présenté par : **BOUDIB Zina Rayene**

Sous la direction de : Mme. BAUCHE Nadja      ENP  
M. BOURZAM Abdelkrim      ENP

Présenté et soutenu publiquement le (14/07/2024)

**Composition du jury :**

Président :	M. BENZAOUZ Khalil-Brahim	MC A	ENP
Promotrice :	Mme. BAUCHE Nadja	MA A	ENP
Promoteur :	M. BOURZAM Abdelkrim	Professeur	ENP
Examinatrice :	Mme. SEBAI Souad	MC B	ENP

# ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمبنى سكني يقع في أولاد فايت، منطقة زلزالية عالية. يتكون المبنى من الطابق التحت الأرضي وطابق أرضي وتسعة طوابق، بشكل مستطيل الخطة. باستخدام اللوائح والتعليمات لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003، CBA93 المعدل 99، DTR B.C. 2.2، BAEL91)، تغطي الدراسة عدة جوانب أساسية.

تبدأ بنظرة عامة على نشاط الزلازل في الجزائر وتصميم مضاد للزلازل، تليها وصف عام للمشروع ومكوناته، بالإضافة إلى التصميم التقديري للهيكل وتقييم الأحمال. بعد ذلك، يتم التحليل للعناصر الثانوية.

يقوم تحليل الديناميكي للهيكل، باستخدام برنامج Robot 2024، بتحديد التوترات الناتجة عن أحمال مختلفة. وأخيراً، يتم التطرق أيضاً إلى حساب تسليح العناصر الهيكلية المقاومة المختلفة (الأعمدة، الكمرات، الجدران الساندة) والأسس.

**الكلمات المفتاحية:** هيكل، زلزال، جدران القص، الخرسانة المسلحة.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential building located in Ouled Fayet, a high seismic zone. The building comprises a basement, ground floor, and nine floors (R+9+1), with a regular plan shape. Using reinforced concrete design and verification regulations (RPA99V2003, CBA93, modified BAEL91, DTR B.C. 2.2), the study covers several essential aspects.

It begins with an overview of seismic activity in Algeria and seismic design, followed by a general description of the project, preliminary structural design, and load evaluation. Subsequently, the study of secondary elements is addressed. The dynamic analysis of the structure is conducted using Robot 2024 software.

Finally, the calculation of reinforcement for various load-bearing structural elements and foundations is also included.

**Keywords :** Building, Earthquake, Shear walls, Reinforced Concrete

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment résidentiel situé à Ouled Fayet, une zone de forte sismicité. Le bâtiment comprend un R+9+1 sous-sol, avec une forme régulière en plan. En utilisant les règlements de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003, CBA93, BAEL91 modifié 99, DTR B.C. 2.2), l'étude couvre plusieurs aspects essentiels.

Elle débute par une vue d'ensemble sur la sismicité en Algérie et la conception parasismique, suivie d'une description générale du projet, du pré-dimensionnement de la structure et de l'évaluation des charges. Ensuite, l'étude des éléments secondaires est abordée. L'étude dynamique de la structure est réalisée à l'aide du logiciel Robot 2024.

Enfin, le calcul du ferrailage des différents éléments résistants de la structure ainsi que des fondations.

**Mots clés :** Structure - Séisme - Voiles - Béton armé.

# Remerciements

Je tiens à exprimer ma gratitude envers Allah, tout-Puissant, pour m'avoir accordé la santé, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements les plus sincères vont à mes promoteurs, la professeure BAOUCHE Nadjia et le professeur BOURZAM Abdelkrim, pour la confiance qu'ils m'ont accordée en acceptant de diriger ce travail. Je les remercie également pour leur disponibilité, leur patience, ainsi que leurs conseils avisés et précieux. Je tiens à leur exprimer ma profonde reconnaissance pour leurs critiques constructives et leur rigueur absolue.

Je souhaite également remercier l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'ENP pour leur dévouement, leur expertise et leur engagement constant dans la formation des étudiants. Leurs précieuses connaissances et leur soutien indéfectible ont été essentiels à l'accomplissement de ce travail.

Je remercie chaleureusement tous les membres du jury pour l'honneur et le temps consacré à l'évaluation de ce travail.

Enfin, De nombreuses personnes m'ont apporté leur aide et leur soutien, de loin ou de près, dans la réalisation de ce modeste travail. À chacune d'entre elles, je présente mes remerciements les plus sincères.

*Zina Rayene Boudib*

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers au monde :  
mon cher père BOUDIB Ahcene, ma chère mère Amari Meriem, mes chères  
sœurs, Nourhane et Sérine.

À ma grand-mère paternelle, Bachir-Chérif Aicha Bya.

À toutes mes meilleures amies que j'aime : Sofia Temim , Farah Chiraz  
Maoudj, Belkisse Doua Boutarfa, Serine Benamara, Aya Benosmane, Bouchra  
Massa, Narimene Hamouche, Nahla Messili, Nour Bahou.

À tous mes amis, mes camarades de l'ENP, particulièrement du département  
de génie civil, Promotion 2024.

*Zina Rayene Boudib*

# Table des matières

Liste des tableaux

Table des figures

Liste des symboles

Introduction générale	19
<b>1 La sismicité en Algérie</b>	<b>22</b>
1.1 Introduction . . . . .	22
1.2 Qu'est-ce qu'un séisme? . . . . .	22
1.3 Le Séisme et la tectonique des plaques . . . . .	24
1.4 Caractéristiques principales du séisme . . . . .	25
1.4.1 Magnitude . . . . .	25
1.4.2 Intensité macrosismique . . . . .	26
1.4.3 Ondes sismiques et leurs enregistrements . . . . .	27
1.5 Paramètres de l'évaluation des effets d'un séisme à un endroit donne . . . . .	29
1.6 Évolution des règles parasismiques algériennes . . . . .	31
1.6.1 Classification des zones sismiques selon le RPA99/2003 . . . . .	31
1.7 Conclusion . . . . .	32
<b>2 Conception Parasismique</b>	<b>34</b>
2.1 Introduction . . . . .	34
2.2 Règles parasismiques et conception architecturale . . . . .	35
2.3 Grands principes de la construction parasismique . . . . .	35
2.4 Conclusion . . . . .	42

---

<b>3</b>	<b>Description générale du projet</b>	<b>44</b>
3.1	Introduction . . . . .	44
3.2	Situation de l'ouvrage . . . . .	44
3.3	Présentation de l'ouvrage . . . . .	44
3.4	Données géotechniques du site . . . . .	45
3.5	Caractéristique géométrique du bâtiment . . . . .	45
3.6	Description technique du bâtiment . . . . .	46
3.7	Introduction . . . . .	50
3.8	Le béton . . . . .	50
3.8.1	Resistance caracteristique du beton . . . . .	50
3.8.2	Module de deformations longitudinale : . . . . .	50
3.8.3	Module de deformations transversale : . . . . .	51
3.8.4	Contraintes limites . . . . .	51
3.9	Acier . . . . .	53
3.9.1	Caracteristiques mecaniques des aciers . . . . .	53
3.10	Conclusion . . . . .	55
<b>4</b>	<b>Pré-dimensionnement et descente de charges</b>	<b>57</b>
4.1	Introduction . . . . .	57
4.2	Prédimensionnement des éléments . . . . .	57
4.2.1	Planchers . . . . .	57
4.2.1.1	Prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle . . . . .	58
4.2.1.2	Vérification de la flèche . . . . .	59
4.2.2	Evaluation des charges . . . . .	60
4.2.3	Escaliers . . . . .	61
4.2.3.1	Détermination de g et h . . . . .	62
4.2.3.2	Evaluation des charges et surcharges des escaliers . . . . .	63
4.2.4	Balcons . . . . .	64
4.2.5	Acrotère . . . . .	65
4.2.6	Voiles . . . . .	66
4.2.6.1	Evaluation des charges de voile . . . . .	67

---

---

4.2.7	Poutres . . . . .	67
4.2.8	Dimensionnement des poteaux . . . . .	68
4.2.9	Exemple de calcul . . . . .	69
4.2.9.1	Vérification des conditions du RPA99/ version 2003 (article 7.4.1) . . . . .	72
4.3	conclusion . . . . .	72
<b>5</b>	<b>Ferraillage des éléments secondaires</b>	<b>74</b>
5.1	Introduction . . . . .	74
5.2	Plancher dalle pleine . . . . .	74
5.2.1	Évaluation des charges et surcharges : . . . . .	76
5.2.2	Identification des panneaux : . . . . .	76
5.2.3	Calcul de ferraillage . . . . .	76
5.2.4	Vérification nécessaire . . . . .	77
5.2.5	Résultats des Moments dans les plancher . . . . .	78
5.3	Escaliers . . . . .	83
5.3.1	Ferraillage de l'escalier . . . . .	83
5.4	L'acrotère . . . . .	86
5.4.1	Calcul de Ferraillage . . . . .	87
5.5	Poutre Palière . . . . .	88
5.5.1	Les balcons . . . . .	92
5.6	Conclusion . . . . .	94
<b>6</b>	<b>Étude dynamique et Sismique</b>	<b>96</b>
6.1	Introduction . . . . .	96
6.2	Description du logiciel . . . . .	96
6.3	Objectifs et exigences . . . . .	96
6.3.1	Modélisation de la structure . . . . .	97
6.3.1.1	Disposition des voiles de contreventement . . . . .	97
6.3.2	Périodes de vibration et participation massique . . . . .	98
6.4	Méthode de calcul . . . . .	100
6.4.1	Méthode d'analyse modale spectrale . . . . .	100

---

---

6.4.1.1	Principe de la méthode . . . . .	100
6.4.1.2	Hypothèses . . . . .	100
6.4.2	Méthode statique équivalente . . . . .	101
6.4.2.1	Principe de la méthode . . . . .	101
6.4.2.2	Calcul de la force sismique totale RPA99003 (Article 4.2.3) . . .	101
6.4.3	Efforts tranchants (V) par niveaux issus de la modélisation . . . . .	104
6.4.4	Vérification de la résultante des forces sismiques . . . . .	104
6.4.5	Justification vis-à-vis la sollicitation normale . . . . .	104
6.5	Vérification des déplacements . . . . .	105
6.5.1	Justification des déformations . . . . .	105
6.5.1.1	Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ : . . . . .	106
6.6	Conclusion . . . . .	107
<b>7</b>	<b>Étude des éléments structuraux</b>	<b>109</b>
7.1	Introduction . . . . .	109
7.2	Ferraillage des poutres . . . . .	109
7.2.1	Exemple de calcul . . . . .	110
7.2.1.1	Section d'armature minimale . . . . .	112
7.2.1.2	Croquis de ferraillage des poutres . . . . .	114
7.3	Ferraillage des poteaux . . . . .	114
7.3.1	Exemple de calcul du ferraillage . . . . .	114
7.3.1.1	Calcul de ferraillage longitudinal . . . . .	114
7.3.1.2	Vérification au cisaillement . . . . .	117
7.3.2	Croquis de ferraillage poteau . . . . .	118
7.4	Etude des voiles . . . . .	118
7.5	Ferraillage des voiles . . . . .	119
7.5.1	Exemple de calcul . . . . .	120
7.6	Conclusion . . . . .	124
<b>8</b>	<b>Étude De l'infrastructure</b>	<b>126</b>
8.1	Introduction . . . . .	126
8.2	Choix du type des fondations . . . . .	126

---

8.2.1	Calcul des semelles isolées . . . . .	127
8.2.2	Calcul des semelles filantes . . . . .	128
8.2.3	Radier nervuré . . . . .	128
8.2.3.1	Prédimensionnement . . . . .	128
8.3	Vérification nécessaire . . . . .	133
8.3.1	Vérification de la contrainte dans le sol . . . . .	133
8.3.2	Vérification de la poussée hydrostatique . . . . .	134
8.3.3	Vérification de la Stabilité au renversement . . . . .	134
8.4	Ferraillage du radier . . . . .	135
8.4.1	Ferraillage de la dalle de radier . . . . .	135
8.4.2	Ferraillage des nervures : . . . . .	138
8.5	Conclusion . . . . .	140
	<b>Conclusion générale</b>	<b>142</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>144</b>
	<b>Annexes</b>	<b>148</b>

---

# Liste des tableaux

1.1	Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K . . . . .	27
3.1	Caractéristiques mécaniques des aciers. . . . .	53
4.1	Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse . . . . .	60
4.2	Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant . . . . .	61
4.3	Evaluation des charges et surcharges de la volée d'escalier . . . . .	64
4.4	Evaluation des charges et surcharges du palier d'escalier . . . . .	64
4.5	Evaluation des charges de voile . . . . .	67
5.1	Évaluation des charges et surcharges des différents niveaux . . . . .	76
5.2	Moments isostatiques dans plancher terrasse. . . . .	78
5.3	Moments de continuité dans plancher terrasse. . . . .	78
5.4	Moments isostatiques dans plancher étage courant . . . . .	78
5.5	ferraillage en travée et sur appuis (Sens X-X) . . . . .	79
5.6	ferraillage en travée et sur appuis (Sens Y-Y) . . . . .	79
5.7	ferraillage en travée EC (Sens X-X) . . . . .	79
5.8	ferraillage en travée EC (Sens Y-Y) . . . . .	79
5.9	Ferraillage sur appuis sens (X-X) . . . . .	80
5.10	Ferraillage sur appuis sens (X-X) . . . . .	80
5.11	Les valeurs des contraintes tangentiels . . . . .	81
5.12	Les armatures longitudinales . . . . .	85
5.13	Armatures répartition . . . . .	85
6.1	Modes et période de vibration et taux de participation massique. . . . .	98
6.2	Facteur définissant la force sismique . . . . .	102
6.3	Valeurs des pénalités $q$ . . . . .	102

---

6.4	Efforts tranchants (V) par niveaux . . . . .	104
6.5	Vérification de l'effort tranchant à la base . . . . .	104
6.6	Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal. . . . .	105
6.7	Vérification des déplacements horizontaux sens y-y . . . . .	106
6.8	Vérification des déplacements horizontaux sens x-x . . . . .	106
6.9	Vérification de l'effet $P - \Delta$ . . . . .	107
7.1	Récapitulatif des moments fléchissants pour les poutres principales. . . . .	110
7.2	Calcul des armatures longitudinales des poutres principales à l'ELA. . . . .	111
7.3	Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales. . . . .	113
7.4	Ferrailage des poteaux longitudinaux. . . . .	117
7.5	Sollicitation et ferrailage des voiles . . . . .	123
7.6	Ferrailage vertical des voiles et espacement adoptés . . . . .	123
7.7	Vérification au cisaillement . . . . .	123
8.1	Détermination du centre de masse de la superstructure . . . . .	132
8.2	Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier. . . . .	138
8.3	Récapitulatif des moments pour les nervures. . . . .	138
8.4	Récapitulatif du ferrailage des nervures . . . . .	139

---

# Table des figures

1.1	Épicentre, hypocentreet faille[16]. . . . .	23
1.2	Types de failles[17]. . . . .	24
1.3	Zone de convergence Kouriles-Japon[18]. . . . .	25
1.4	Principales plaques tectoniques[19]. . . . .	25
1.5	Caractéristiques de la faille [2]. . . . .	26
1.6	Différents types d'ondes sismiques [14] . . . . .	28
1.7	Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques [15] . . . . .	29
1.8	Exemple d'un PGA pour un séisme donné [7] . . . . .	29
1.9	Spectre de réponse d'une structure à un degré de liberté[3] . . . . .	30
1.10	Carte des zones sismiques Algeriennes [5] . . . . .	31
2.1	Critères de régularité en plan[1] . . . . .	36
2.2	Régularité en élévation[1] . . . . .	36
2.3	Critères de régularité en élévation[1] . . . . .	37
2.4	Oscillations différentielles rentrant dans le plan vertical [4] . . . . .	37
2.5	Mécanisme de ruine d'un bâtiment avec étage souple [8]. . . . .	38
2.6	Déformations provoquant la ruine[9]. . . . .	38
2.7	solutions proposés . . . . .	39
2.8	Structures de contreventement[20] . . . . .	40
2.9	Distance pour favorisé la résistance a la torsion[20]. . . . .	40
2.10	Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion. . . . .	41
2.11	Effet diaphragme dans leur plan [10]. . . . .	41
3.1	Coupe verticale et vue en 3D . . . . .	45
3.2	Plan sous-sol . . . . .	47

---

3.3	Plan RDC . . . . .	48
3.4	Plan d'un etage courant (1 jusqu'a 9) . . . . .	49
3.5	Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU. . . . .	52
3.6	Diagramme contraint-déformation du béton à L'ELS . . . . .	52
3.7	Diagramme Contrainte Deformation de l'acier . . . . .	54
4.1	Plancher en béton armé . . . . .	58
4.2	Plancher terrasse . . . . .	61
4.3	Plancher dalle pleine étage courant . . . . .	62
4.4	Schéma statique des escalier . . . . .	62
4.5	Dimensions de l'acrotère . . . . .	66
4.6	Coupe de voile. . . . .	66
4.7	Dimensions des poutres principales et secondaires. . . . .	68
4.8	Poteau adjacent de rive au niveau du sous-sol. . . . .	70
5.1	Identification des panneaux de plancher RDC et des etages courants . . . . .	76
5.2	Croquis du ferrailage panneau dalle . . . . .	82
5.3	Diagrammes des efforts internes . . . . .	84
5.4	Croquis de ferrailage des escaliers . . . . .	86
5.5	Croquis de ferrailage de l'acrotère . . . . .	88
5.6	Schema de ferrailage de la poutre palière . . . . .	91
5.7	Croquis de ferrailage balcon . . . . .	93
6.1	Modelisation 3D de la structure . . . . .	97
6.2	Disposition des voiles . . . . .	98
6.3	1er mode de translation selon x . . . . .	99
6.4	2eme mode de translation selon y . . . . .	99
6.5	3eme mode de rotation autour z . . . . .	100
7.1	Schema de ferrailage des poutres . . . . .	114
7.2	Schema de ferrailage poteaux . . . . .	118
7.3	Identification des voiles . . . . .	119
7.4	Disposition verticale des armatures dans les voiles . . . . .	122

---

---

8.1	Schema d'une semelle isolee . . . . .	127
8.2	Schéma d'une Semelle filante. . . . .	128
8.3	Dimensions du radier . . . . .	131
8.4	Les contraintes sous le radier . . . . .	133
8.5	Ferraillage de la dalle du radie . . . . .	138
8.6	Ferraillage des nervures . . . . .	140

---

# Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier tendue.
- $A_{sc}$  : Aire d'une section d'acier comprimé.
- $A_c$  : Section d'armatures transversales.
- $A_{sl}$  : Section d'armatures longitudinales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $d$  : Hauteur utile.
- $e$  : Épaisseur.
- $E_i$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_a$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $E_{ej}$  : Module d'élasticité différé.
- $f_{b\infty}$  : Contrainte ultime de compression de béton.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours.

- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $f_{ct28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- G : Charge permanente.
- h : Hauteur.
- I : Moment d'inertie.
- L : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $N_d$  : Effort normal dynamique.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- Q : Charge d'exploitation.
- $S_t$  : Espacement.
- T : Période.
- $V_u$  : Effort tranchant ultime.

- $W$  : Poids total de la structure.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\varepsilon$  : Déformation relative.
- $\lambda$  : Élançement.
- $\phi_b$  : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\overline{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- ELS : État limite service.
- ELU : État limite ultime.
- ELA : État limite accidentel.

# Introduction générale

# Introduction générale

Le développement économique dans les pays en privilège, la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet.
- Confort et esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage économique, car il est moins cher par rapport à d'autres matériaux (charpente en bois ou métallique), avec de nombreux autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de cette étude, le travail porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de forte sismicité. Mon objectif principal est d'évaluer le comportement dynamique de la structure afin de garantir sa résistance à long terme, le confort et la sécurité des occupants.

Ce mémoire est structuré en chapitres de la manière suivante :

**Chapitre 1 :** Ce chapitre présente la sismicité en Algérie, incluant la définition des séismes, leurs caractéristiques principales, les événements sismiques significatifs, la classification des zones sismiques selon le RPA99/2003, et l'évolution des normes parasismiques en Algérie.

**Chapitre 2 :** Ce chapitre explore la conception parasismique et l'impact de la forme de l'ouvrage sur sa résistance aux séismes, soulignant l'importance cruciale de la conception parasismique pour la sécurité et la durabilité des structures.

**Chapitre 3 :** Ce chapitre aborde les aspects géométriques et dimensionnels de la structure, incluant sa localisation, son usage futur et la description des éléments constitutifs du bâtiment, ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, à savoir le béton et l'acier.

**Chapitre 4 :** Ce chapitre se consacre au pré-dimensionnement des éléments structuraux pour déterminer les dimensions nécessaires, ainsi qu'à la descente de charge.

- Chapitre 5 :** Calcul et ferrailage des éléments secondaires tels que les poutrelles, les balcons, les escaliers et l'acrotère, font l'objet d'un calcul précis et d'un ferrailage adapté aux sollicitations auxquelles ils sont soumis.
- Chapitre 6 :** Dans ce chapitre Une étude dynamique approfondie de la structure est menée dans ce chapitre. La modélisation de la structure est réalisée à l'aide du logiciel Robot 2011, et une disposition optimale des voiles est déterminée en accord avec le règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.
- Chapitre 7 :** prédimensionnement des éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres et les dalles, est réalisé dans ce chapitre. Cette étape permet d'obtenir des dimensions initiales qui seront affinées par la suite.
- Chapitre 8 :** Le choix des fondations les plus adéquates est effectué en tenant compte des caractéristiques du sol et du poids de la structure, garantissant ainsi une assise stable et pérenne à l'ouvrage.
- Conclusion :** Cette partie résume les principales conclusions de l'étude et met en avant l'importance de la prise en compte des exigences parasismiques dès les phases préliminaires de conception d'un bâtiment.

# Chapitre 1

## La sismicité en Algérie

# Chapitre 1

## La sismicité en Algérie

### 1.1 Introduction

La sismicité en Algérie du Nord constitue un domaine de recherche d'une importance capitale en raison de son impact à la fois scientifique et sociétal. Elle fait partie de la plaque tectonique africaine qui s'étend sur une grande superficie et ne constitue qu'une petite partie rigide de la croûte terrestre ; celle-ci flotte sur le manteau supérieur de l'asthénosphère terrestre. Bien que le mouvement de ce segment reste relativement lent par rapport à notre échelle d'observation, le cumul des vecteurs de déplacement différentiels des unités sismotectoniques peut atteindre plusieurs dizaines de kilomètres à l'échelle géologique, exprimé sous forme de nappes de charriage et de zones de subduction intercontinentales[13]

Historiquement, l'intérêt pour la sismicité en Algérie du Nord a débuté au 19ème siècle pendant la période française. De nombreuses publications (Perrey, 1847-1870 ; Aucapitaine, 1856 ; Glautier de Claubry, 1856 ; Cochard, 1862) ont relaté l'occurrence d'événements parfois importants tels que ceux de Djidjelli en 1856 ou de Ténès en 1891. Ce n'est qu'à l'avènement de la période instrumentale (1900), avec l'installation de quelques stations sismologiques au niveau de barrages (Oued Fodda, Relizane, Tlemcen), que les premiers enregistrements de secousses sismiques ont pu être obtenus. Grâce aux données collectées, les premiers catalogues de sismicité (Hée, 1950 ; Rothé, 1950 ; Grandjean, 1954 ; Benhallou, 1971 et Roussel, 1973) ont été produits, mettant en lumière le travail remarquable de Mlle Hée, auteure de nombreuses publications entre 1919 et 1950. [11].

Après l'indépendance de l'Algérie, l'IMPGA (Institut de Météorologie et de Physique du Globe d'Algérie) s'est attelé à produire les premières cartes sismiques du pays à partir des informations collectées par les enquêtes macrosismiques et par l'exploitation des enregistrements sismiques disponibles. Ce n'est qu'après l'occurrence du séisme destructeur d'El Asnam le 10 octobre 1980 (magnitude Ms : 7.3), coïncidant avec l'avènement de la tectonique des plaques, qu'un bond remarquable a été réalisé dans la compréhension de la sismicité algérienne.[1]

### 1.2 Qu'est-ce qu'un séisme ?

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se produit par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rarement, les séismes

peuvent être causés par l'activité volcanique ou d'origine artificielle (comme les explosions). Le lieu de rupture des roches en profondeur est appelé le foyer ; sa projection à la surface est l'épicentre du séisme (Fig. 1.1).

Le mouvement des roches près du foyer génère des vibrations élastiques qui se propagent sous forme d'ondes sismiques à travers la Terre. Ce mouvement entraîne également un dégagement de chaleur par frottement, pouvant parfois fondre les roches le long de la faille (pseudotachylites).

Bien que de nombreux séismes se produisent chaque jour, la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète.

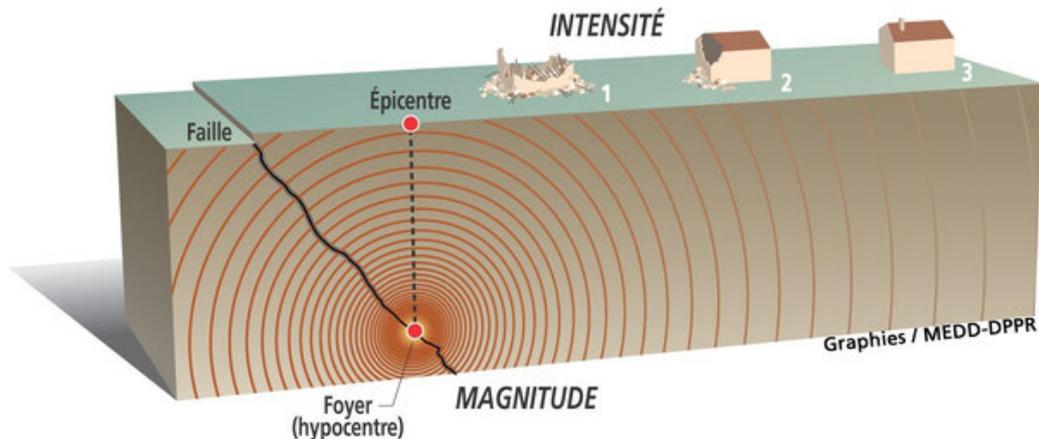


FIGURE 1.1 – Épicentre, hypocentreet faille[16].

### Les types de failles :

Selon le mode de rupture, il existe 3 types de failles (fig. 1.2) :

**-Faille inverse :** On observe à la fois un mouvement horizontal de rapprochement et un mouvement vertical relatif des deux blocs. Ce type de faille est principalement observé là où deux plaques se rapprochent, comme dans les contextes tectoniques de subduction (enfouissement d'une plaque océanique sous une autre) ou de collision continentale.

**-Faille normale :** Les deux blocs s'éloignent l'un de l'autre. Les failles normales sont courantes dans les régimes tectoniques extensifs, par exemple le long des dorsales océaniques, où les plaques s'écartent sous la pression du matériau venant du manteau profond. On les trouve aussi en milieu continental, particulièrement dans les plaines d'effondrement et les rifts continentaux.

**-Faille décrochante :** Le plan de faille est vertical ou quasi-vertical. Ces décrochements se produisent par exemple le long des frontières entre deux plaques qui glissent horizontalement l'une par rapport à l'autre, sans rapprochement ni éloignement. C'est le cas de la célèbre faille de San Andreas en Californie.

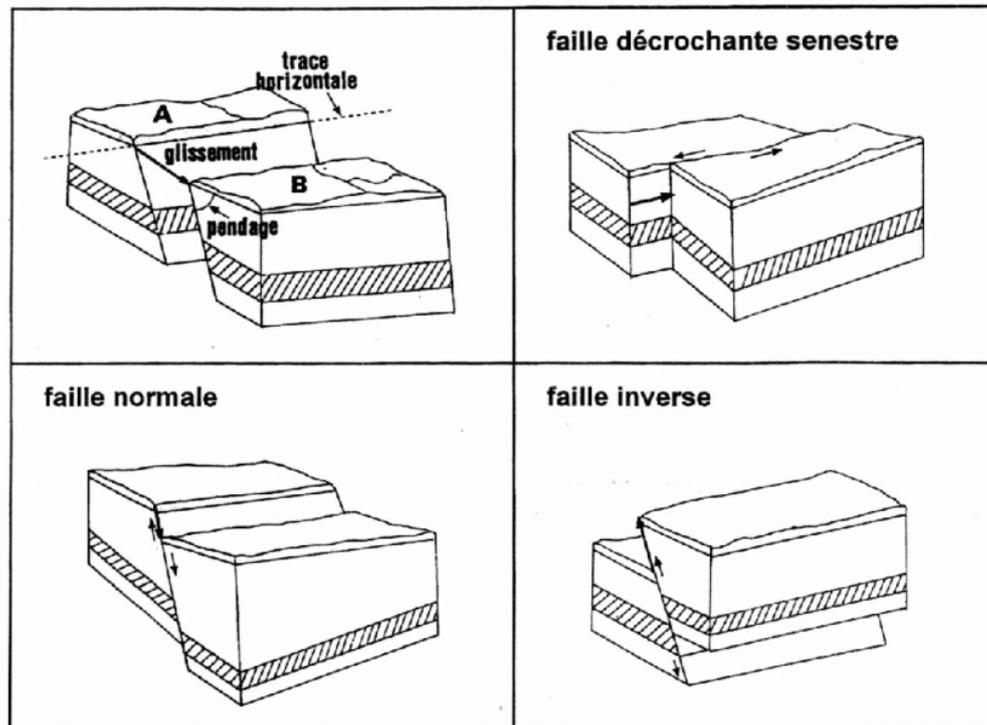


FIGURE 1.2 – Types de failles[17].

### 1.3 Le Séisme et la tectonique des plaques

Les séismes ne sont pas répartis aléatoirement à la surface de la planète, mais suivent un schéma bien défini. Cette répartition ordonnée soutient la théorie de la tectonique des plaques, notamment en ce qui concerne l'existence des zones de subduction. Les séismes se produisent principalement aux frontières des plaques lithosphériques. En outre, on distingue trois classes de séismes en fonction de leur profondeur : les séismes superficiels, intermédiaires et profonds.

À la convergence des plaques, ces trois classes de séismes suivent un schéma particulier. Par exemple, la zone de convergence Kouriles-Japon dans le nord-ouest du Pacifique est un bon exemple (voir la figure 1.3).

On observe que les trois classes de séismes se distribuent en bandes parallèles le long des fosses océaniques : de l'est à l'ouest, séismes superficiels, intermédiaires et profonds. Pour mieux comprendre cette distribution, une coupe (A-B) à travers les Kouriles peut être réalisée.

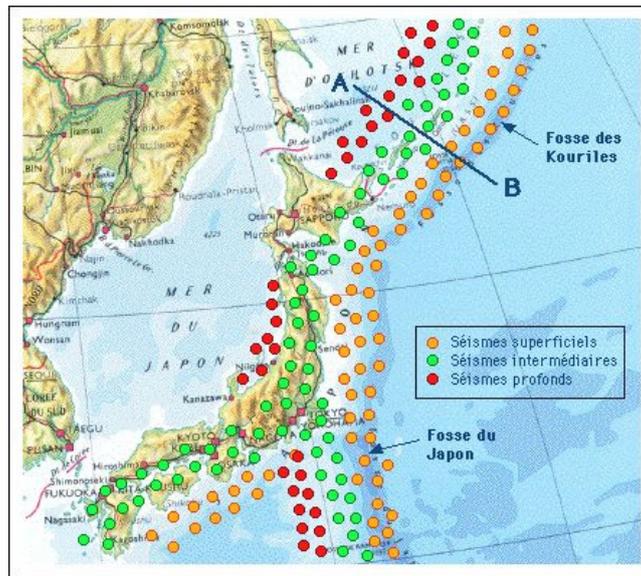


FIGURE 1.3 – Zone de convergence Kouriles-Japon[18].

La figure 1.4 offre un aperçu des principales plaques tectoniques et de leurs limites. En Algérie, la sismicité est principalement concentrée le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte.

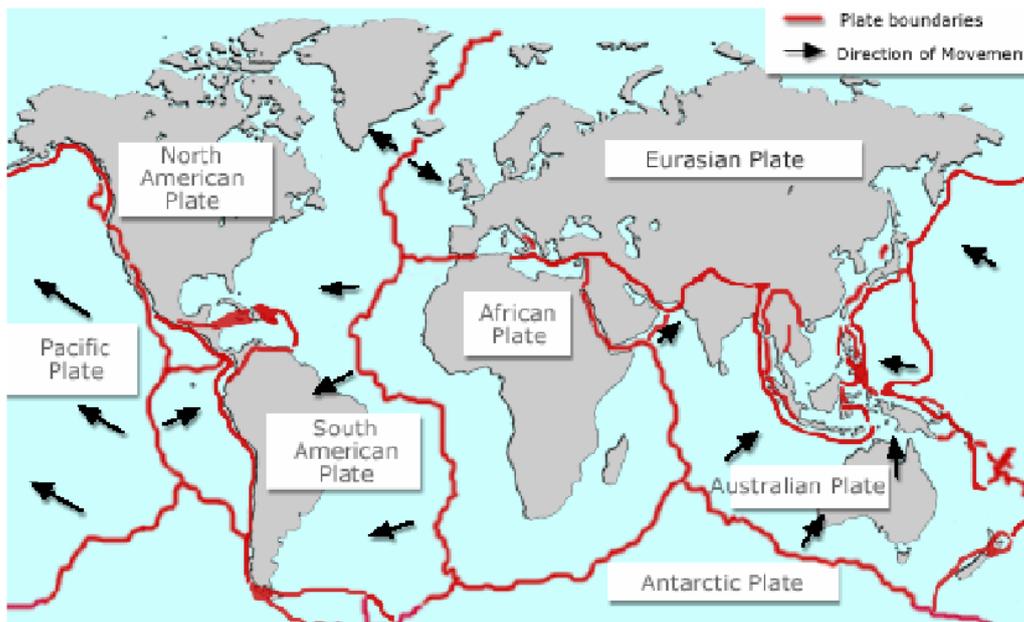


FIGURE 1.4 – Principales plaques tectoniques[19].

## 1.4 Caractéristiques principales du séisme

### 1.4.1 Magnitude

La magnitude (notée  $M$ ) est une mesure sans dimension qui traduit l'énergie libérée par le séisme sous forme d'ondes sismiques. Elle se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres tels que la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre,

la fréquence du signal et le type de sismographe utilisé. La magnitude est une fonction continue logarithmique :

$$M = \frac{2}{3} \log(E) - 4.8 \quad (E \text{ en joules})$$

Chaque augmentation d'une unité de magnitude correspond à une augmentation de 30 fois l'amplitude de l'énergie sismique libérée. Par exemple, un séisme de magnitude 7 libère une énergie trente fois plus grande qu'un événement de magnitude 6, et neuf cents fois plus grande qu'un événement de magnitude 5. La magnitude est une mesure unique pour un séisme et elle est indépendante du lieu d'observation (Fig. 1.5).

Magnitude	Énergie libérée	Durée de la rupture	Valeur moyenne du rejet	Longueur moyenne du coulissage	Nbre de séismes par an dans le monde (ordre de grandeur)
9	$E \times 30^9$	250 s	8 m	800 km	1 tous les 10 ans
8	$E \times 30^8$	85 s	5 m	250 km	1
7	$E \times 30^7$	15 s	1 m	50 km	10
6	$E \times 30^6$	3 s	20 cm	10 km	100
5	$E \times 30^5$	1 s	5 cm	3 km	1 000
4	$E$	0,3 s	2 cm	1 km	10 000
3	$E/30$				> 100 000
2	$E/30^2$				
1	$E/30^3$				

FIGURE 1.5 – Caractéristiques de la faille [2].

## 1.4.2 Intensité macrosismique

L'intensité mesure les effets et les dommages du séisme en un lieu donné. Contrairement à la magnitude, qui est une mesure de l'énergie libérée, l'intensité est une évaluation des effets ressentis et observés à la surface. Elle dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance à l'épicentre, de la géologie locale et de la topographie (tab.1.1).

Note : L'échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) est utilisée pour mesurer l'intensité d'un tremblement de terre.

TABLEAU  
1.1 – Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K

Intensité	Définition (M.S.K)	Gravité des effets
I	Secousse non perceptible	Effets ressentis seulement par l'homme
II	Secousse à peine perceptible	
III	Faible secousse faiblement ressenti	
IV	Secousse largement ressenti	
V	Réveil de dormeurs	
VI	Frayeur	
VII	Dommages aux constructions Effets sur les constructions	Effets sur les constructions
VIII	Destruction des bâtiments	
IX	Dommages généralisés aux constructions	
X	Destruction générale des bâtiments	
XI	Catastrophe Effets sur l'Environnement	Effets sur l'Environnement
XII	Changement de paysage, catastrophe généralisée	

### 1.4.3 Ondes sismiques et leurs enregistrements

Les ondes sismiques sont des vibrations qui se propagent à travers un matériau à la suite d'un choc initial, tel que la rupture ou la reprise d'une faille. Leur vitesse de propagation dépend de la densité du milieu traversé. Les ondes sismiques se divisent en deux grandes familles (fig. 1.6) :

- **Ondes de volume :**

- o Les ondes longitudinales (P) sont des ondes de compression et de dilatation se propageant dans tous les milieux, avec une vitesse moyenne de 7 à 8 km/s.
- o Les ondes transversales (S) sont des ondes de cisaillement perpendiculaires à la direction de propagation, ne se propageant que dans les milieux solides.

- **Ondes de surface :** Elles sont générées par les ondes de volume en surface. En effet, à la surface terrestre qui constitue une limite entre le milieu solide (ou liquide) et le milieu gazeux, les conditions physiques et géométriques font que les ondes P et S induisent à la surface des ondes de longues périodes et de grandes amplitudes. Leur importance diminue avec la profondeur du foyer. On en distingue les ondes de Rayleigh (R) qui font décrire aux particules du sol des mouvements elliptiques dans le sens rétrograde, et les ondes de Love (L) particulières aux milieux stratifiés et anisotropes et qui ne traversent que les milieux solides. Elles provoquent des cisaillements du sol dans les plans parallèles à la surface en ébranlant des constructions horizontales [13].

#### Remarque

Généralement, ce sont les ondes de surface qui produisent les effets destructeurs des séismes.

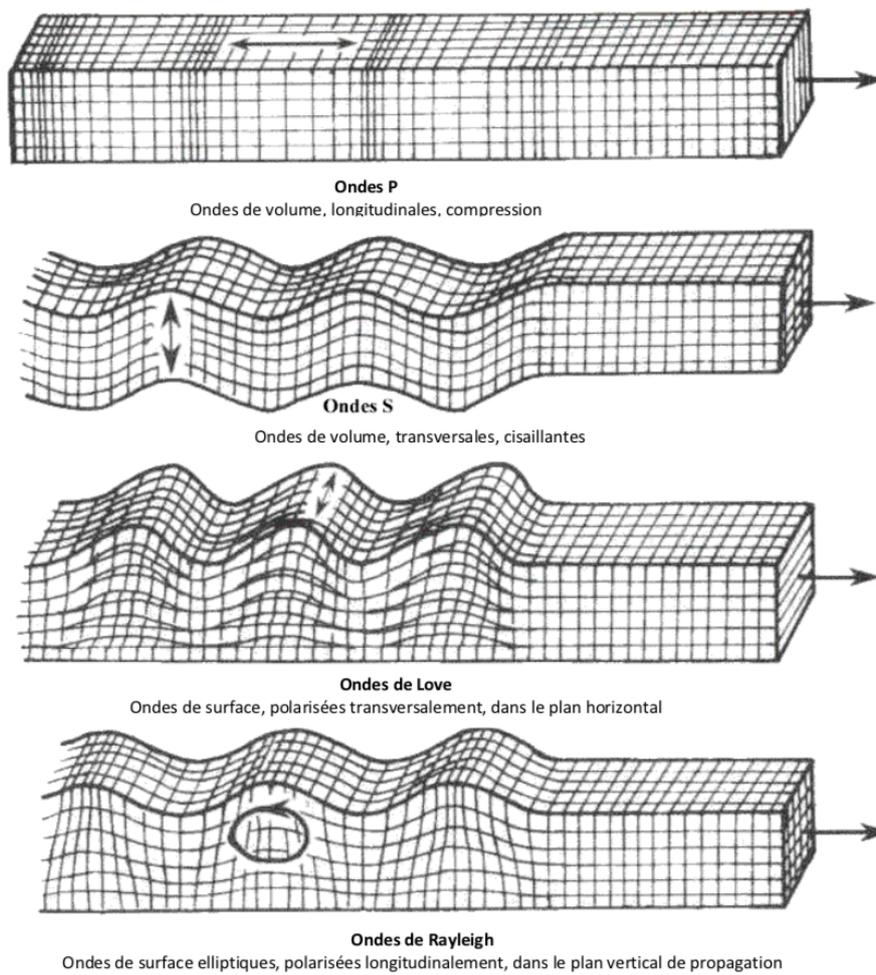


FIGURE 1.6 – Différents types d'ondes sismiques [14]

Un enregistrement des secousses en fonction du temps est appelé sismogramme. Après avoir été corrigés pour supprimer les effets des propres oscillations du sismographe, ils permettent de caractériser les mouvements sismiques du sol en un endroit donné.

Les sismogrammes fournissent également la durée d'un séisme, qui ne dépasse généralement pas 40 secondes, bien que des séismes de plusieurs minutes aient été enregistrés.

Ils peuvent également localiser les épicentres des tremblements de terre en exploitant les différences d'heures d'arrivée à au moins trois stations suffisamment éloignées de l'épicentre (pour que les ondes P aient le temps de se séparer des ondes S).

Cet endroit est sujet aux tremblements de terre peu profonds (90 % du temps) car la distance de l'épicentre est approximativement égale à la distance focale. Pour les séismes profonds, la profondeur focale doit être calculée avant de localiser l'épicentre.

En pratique, pour connaître complètement le mouvement du sol à un endroit donné, on dispose au moins de trois sismographes, soit un dans chaque direction de l'espace (fig1.7). Les accélérations sismiques sont généralement données en fonction de l'accélération de la pesanteur  $g$ .

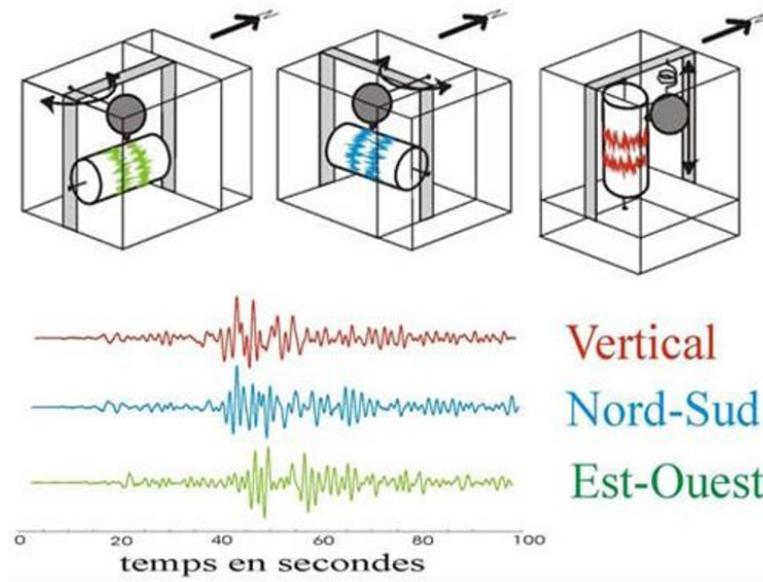


FIGURE 1.7 – Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques [15]

## 1.5 Paramètres de l'évaluation des effets d'un séisme à un endroit donné

a) **Peak Ground Acceleration (PGA)** : (fig. 1.8) Le PGA (Peak Ground Acceleration), ou l'accélération maximale du sol, permet d'estimer et de calculer la force résultante  $F$  appliquée sur les constructions selon la formule  $F = m \cdot a_g$ . C'est en termes de PGA au niveau du substratum que sont élaborées les cartes de microzonage ou de zonage sismique. Ces cartes permettent de mesurer le niveau sismique à prendre en compte dans l'application des règles de construction parasismique.

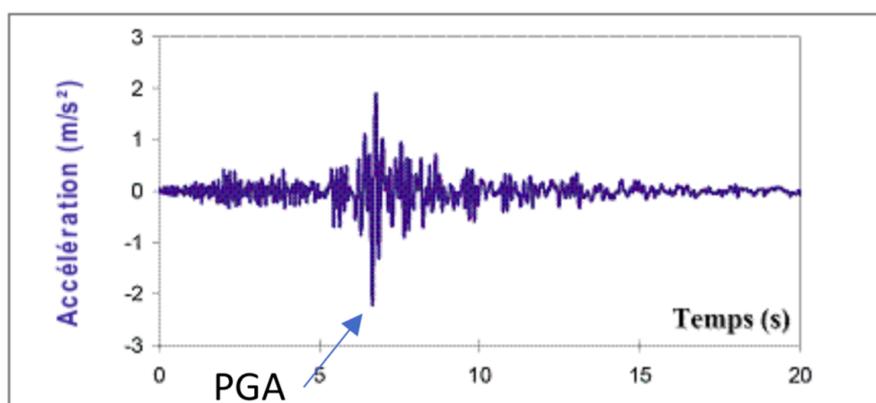


FIGURE 1.8 – Exemple d'un PGA pour un séisme donné [7]

b) **Durée du séisme** : La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans le processus de fissurations et de dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est due à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone de forte sismicité, et de quelques secondes en zone peu sismique.

c) **Contenu fréquentiel d'un enregistrement sismique ou spectre de réponse** :

Pour construire un tel spectre fig. 1.9, nous considérons la structure la plus simple pouvant être comparée à un bâtiment : il s'agit d'une console verticale de rigidité  $k$  supportant une masse concentrée  $m$  au-dessus du sol. Le système présente une vibration naturelle  $T_0$  à période unique.

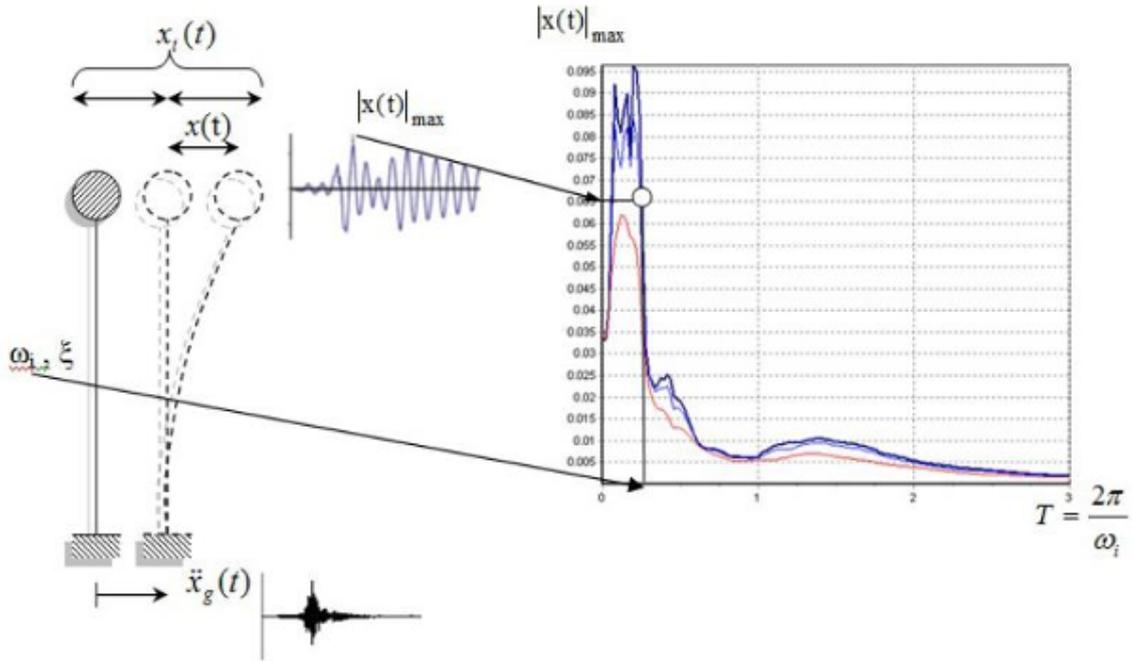


FIGURE 1.9 – Spectre de réponse d'une structure à un degré de liberté[3]

Le spectre de réponse est la caractérisation sismique la plus couramment utilisée par les ingénieurs en construction. Ces courbes sont des sous-produits des accélérogrammes et permettent un calcul simple des forces internes dans les structures sismiques. On distingue trois types de spectre :

**a) Spectre de calcul :**

Un spectre de réponse qui est l'enveloppe de l'ensemble des spectres correspondant à plusieurs accélérogrammes enregistrés sur des sites comparables du point de vue de la nature du sol.

**b) Spectre normalisé :**

Étant donné que ces accélérogrammes proviennent de séismes d'importance différente, les spectres déduits ne sont pas directement comparables. Il est donc nécessaire d'appliquer initialement une normalisation à chacun d'eux pour qu'ils aient la même valeur d'intensité spectrale. Ce sont les spectres normalisés.

**c) Spectre réglementaire ou spectre des codes parasismiques :**

Les règlements parasismiques imposent des spectres déduits à partir des spectres de calcul et modifiés pour tenir compte forfaitairement de l'intervention des modes supérieurs ou du comportement non linéaire des structures. En d'autres termes, cela permet de déterminer le niveau d'accélération (action sismique) pour dimensionner le bâtiment conformément aux normes sismiques en vigueur, en fonction du type de sol et des périodes propres du bâtiment.

## 1.6 Évolution des règles parasismiques algériennes

-Jusqu'en 1978, le dimensionnement des ouvrages utilisait le règlement français (PS69). L'Algérie était alors assimilée à la région II du territoire français. Au fil du temps, les retours d'expérience ont permis de recueillir de nombreuses informations qui ont été intégrées dans les règles de conception parasismique. Suite au séisme de 1980 à El-Asnam (ex-Orléans Ville, aujourd'hui Chlef), il est devenu évident que les PS 69 n'étaient pas adaptées à l'Algérie.

-La nécessité d'un règlement parasismique algérien prenant en compte les caractéristiques géologiques et géographiques réelles de chaque région est devenue impérative. C'est ainsi que le CTC (organisme de Contrôle Technique de la Construction), en collaboration avec les experts de l'Université de Stanford (USA), a publié en 1979 une ébauche de ce qui allait devenir en 1981 les règles parasismiques algériennes RPA81.

-Pour aboutir à la dernière version du règlement parasismique RPA99, publiée en 2003, de nombreuses modifications ont été apportées par le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique), surtout après les séismes destructeurs d'El-Asnam le 10 octobre 1980 et de Boumerdes le 21 mai 2003, qui ont remis en question un grand nombre de prescriptions.

### 1.6.1 Classification des zones sismiques selon le RPA99/2003

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (1.10) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone O** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone II** : sismicité moyenne
- **Zone III** : sismicité élevée

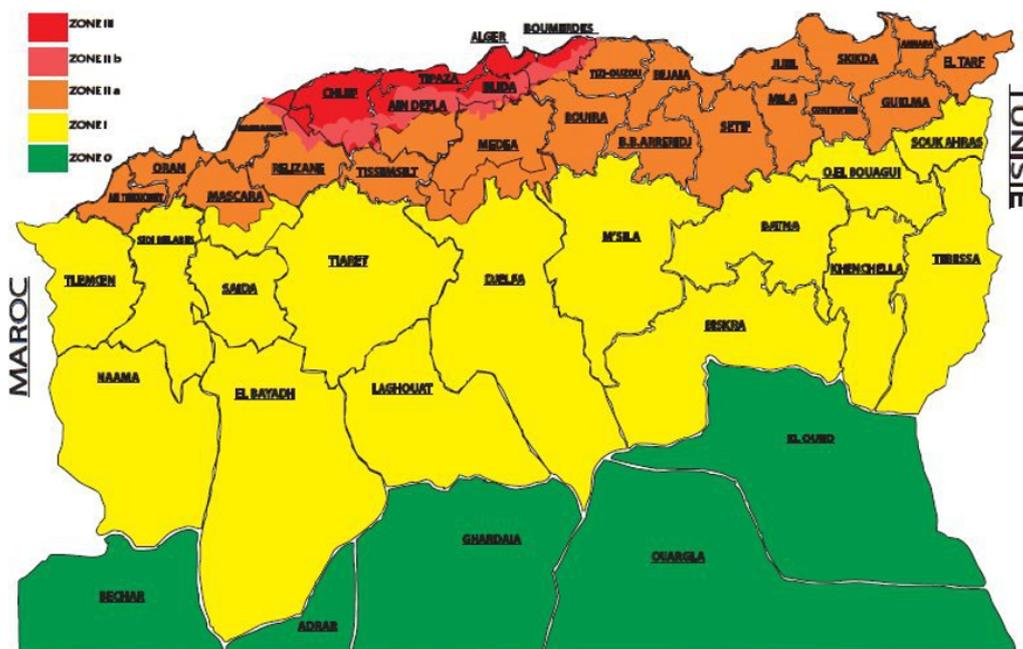


FIGURE 1.10 – Carte des zones sismiques Algériennes [5]

## 1.7 Conclusion

Bien que les séismes restent des forces incontrôlables de la nature, la compréhension croissante de leur mécanisme et de leurs effets permet d'élaborer des stratégies de protection de plus en plus sophistiquées. En Algérie, où la sismicité est une réalité omniprésente, les normes parasismiques évoluent pour renforcer la résilience des infrastructures et protéger les vies humaines. Cette approche scientifique et ces mesures de précaution visent à minimiser les impacts dévastateurs des tremblements de terre, offrant ainsi une perspective sécurisée pour l'avenir urbain du pays.

# Chapitre 2

## Conception Parasismique

# Chapitre 2

## Conception Parasismique

### 2.1 Introduction

La construction parasismique, également appelée construction antisismique, est une discipline essentielle dans la conception et la réalisation de bâtiments et d'infrastructures capables de résister aux séismes. Cette discipline repose sur l'étude approfondie du comportement des structures lorsqu'elles sont soumises à des chargements dynamiques de type sismique. Bien que les ouvrages parasismiques soient conçus selon des règles strictes visant à atteindre une résistance suffisante aux tremblements de terre, il est important de noter que des effondrements partiels ou totaux peuvent encore se produire lors d'un séisme majeur. Les enseignements tirés des séismes destructeurs survenus dans le passé ont montré qu'une construction n'est réellement parasismique que si elle réunit les trois conditions suivantes :

- Conception architecturale parasismique,
- Respect des règles parasismiques (concernant les dispositions constructives et le dimensionnement),
- Exécution de qualité.

L'objectif des règles parasismiques est d'assurer un bon comportement de la structure en cas de séisme, c'est-à-dire, éviter tout dommage en cas de séisme de "calcul" et limiter au maximum les pertes en vies humaines en cas de séisme majeur. Les normes parasismiques visent un résultat global à l'échelle de la zone touchée par un séisme et l'éventualité d'échec est admise. Ceci est dû à deux raisons principales :

- Le niveau de protection recherché, fixé par le pouvoir public, ne correspond pas à une protection totale, mais résulte d'un compromis entre le coût de la protection et le risque que la collectivité est prête à accepter. Par exemple, la probabilité pour une construction de se trouver durant sa vie près de l'épicentre d'un séisme très destructeur est suffisamment faible pour qu'on puisse la négliger. Ainsi, des bâtiments calculés aux séismes se sont effondrés, comme à Los Angeles en 1994 et à Kobe (Japon) en 1995, malgré le respect des règles parasismiques et une exécution de qualité parmi les meilleures du monde.
- Les règles doivent être relativement simples pour être applicables et appliquées. Le niveau d'agression sismique et le comportement des constructions en régime dynamique sont pris en compte de manière forfaitaire, ce qui crée des distorsions par rapport à la réalité. Toutefois, la probabilité de pertes en vies humaines doit rester très faible.

## 2.2 Règles parasismiques et conception architecturale

La majorité des règlements parasismiques, y compris les règles algériennes, s'appliquent aux ouvrages à risque normal, c'est-à-dire les ouvrages dont la ruine n'a pas de graves conséquences sur l'environnement. Leur respect est obligatoire pour toutes les constructions neuves situées dans les zones I, IIa, IIb ou III, là où il y a une présence humaine permanente.

Ces règles portent essentiellement sur :

- Des dispositions constructives générales et particulières pour divers matériaux ou procédés de construction.
- Des règles de calcul (évaluation des actions sismiques de calcul, vérification de la résistance et des déformations de la structure).

Ces règles n'imposent aucune disposition architecturale particulière, elles s'appliquent sur un projet déjà défini qui peut, a priori, être mal conçu du point de vue parasismique. Ce cas est d'ailleurs assez fréquent, bien que la conception des ouvrages joue un rôle déterminant dans leur résistance aux séismes.

## 2.3 Grands principes de la construction parasismique

### 1. La Simplicité :

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer ; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de rigidité différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties, est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

### 2. la Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4.

Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut :

- Éviter les affaiblissements de section (âmes évidées) ;
- Réaliser des poutres et poteaux d'axes concourants ;
- Éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs ;
- Éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs ; d'où il découle que les largeurs des poutres et poteaux concourantes doivent être peu différentes ;
- Soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués ;
- Positionner les joints de montage (acier, systèmes industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.

### 3. La Régularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité

similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

Critères de régularité en plan d'après le RPA99/2003 : méthode des forces de remplacement (fig.8.6 ).

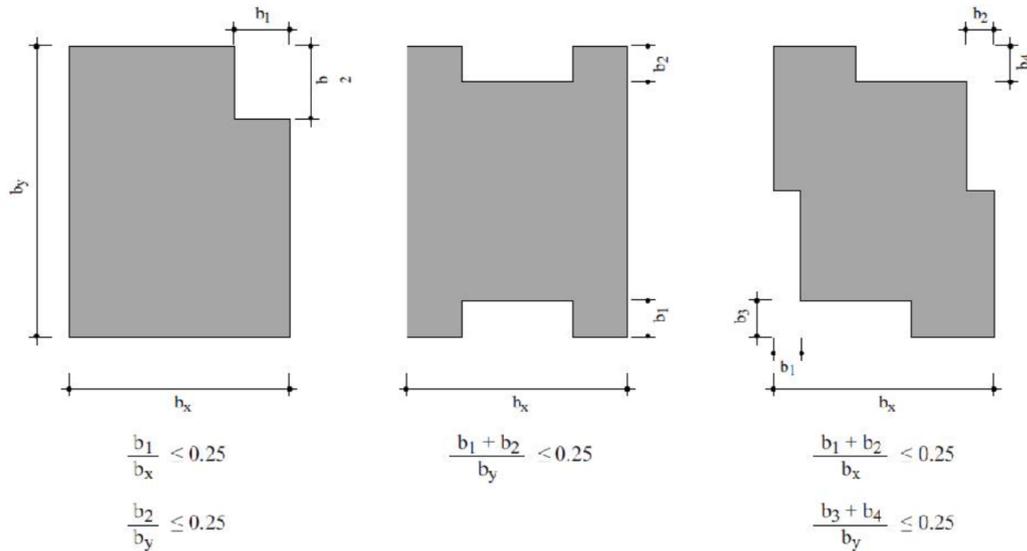


FIGURE 2.1 – Critères de régularité en plan[1]

4. **La Régularité en élévation** Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur (fig.2.2) . De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

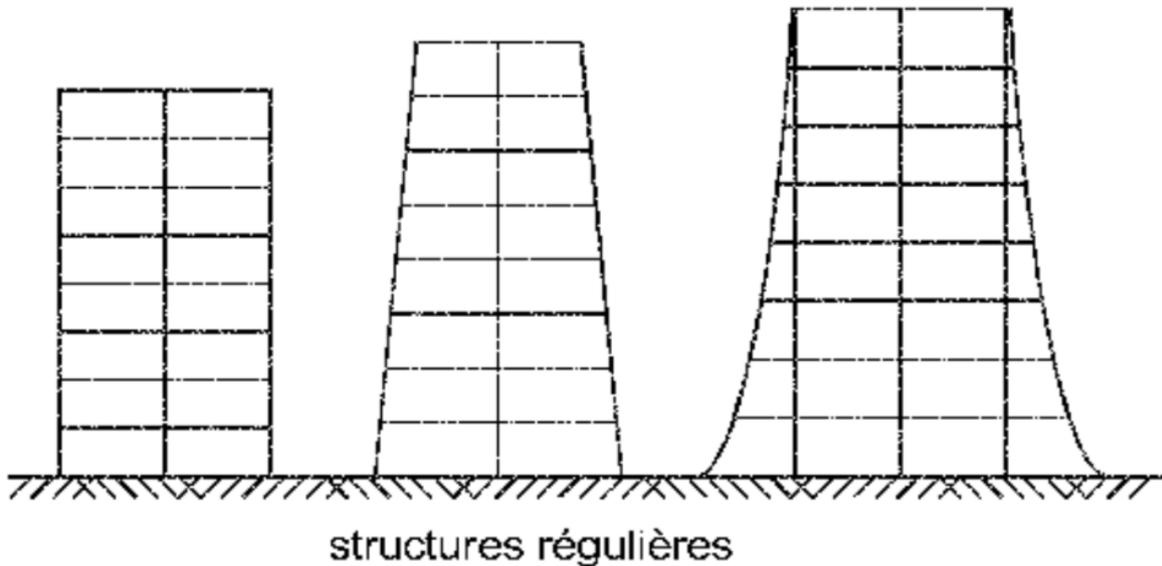


FIGURE 2.2 – Régularité en élévation[1]

Critères de régularité en élévation : méthode des forces de remplacement

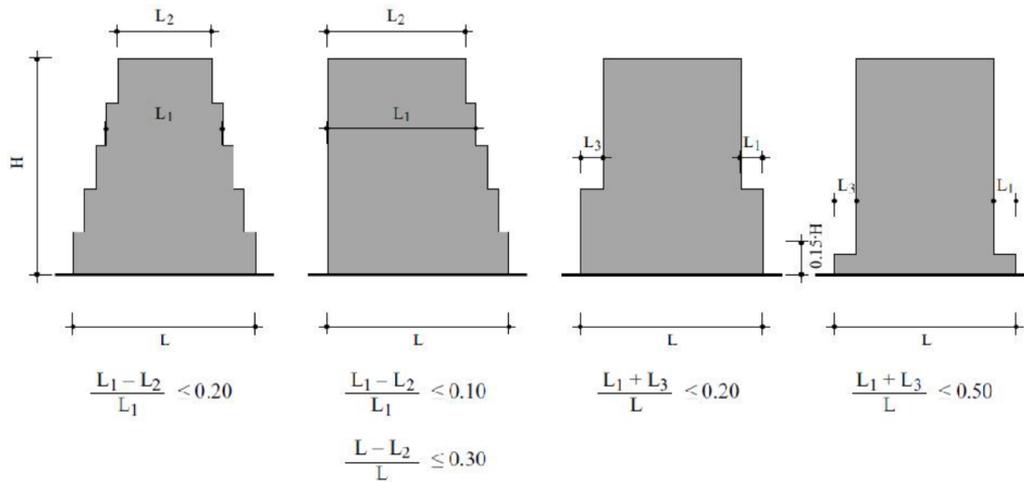


FIGURE 2.3 – Critères de régularité en élévation[1]

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévation sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance ainsi que les oscillations différentielles (Fig.2.4). La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de la rigidité, de la résistance et de la ductilité.

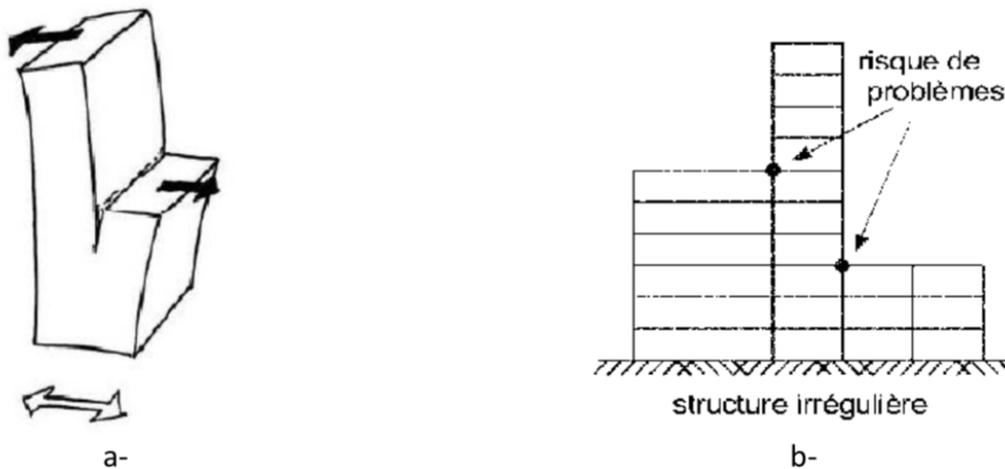


FIGURE 2.4 – Oscillations différentielles rentrant dans le plan vertical [4]

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des poteaux et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'« étage souple » schématisée dans la Figure 2.5

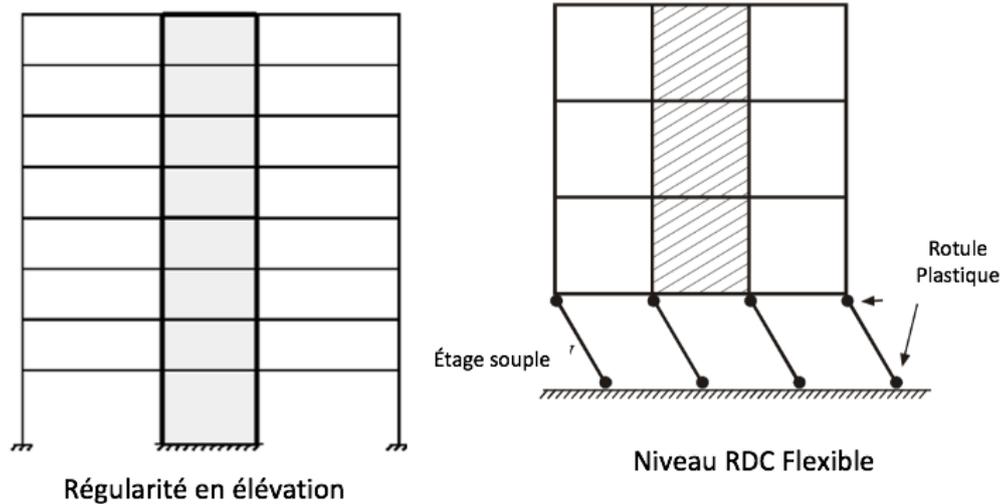


FIGURE 2.5 – Mécanisme de ruine d'un bâtiment avec étage souple [8].

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez-de-chaussée ouvert en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure (fig.2.6) qui représente un bâtiment avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment

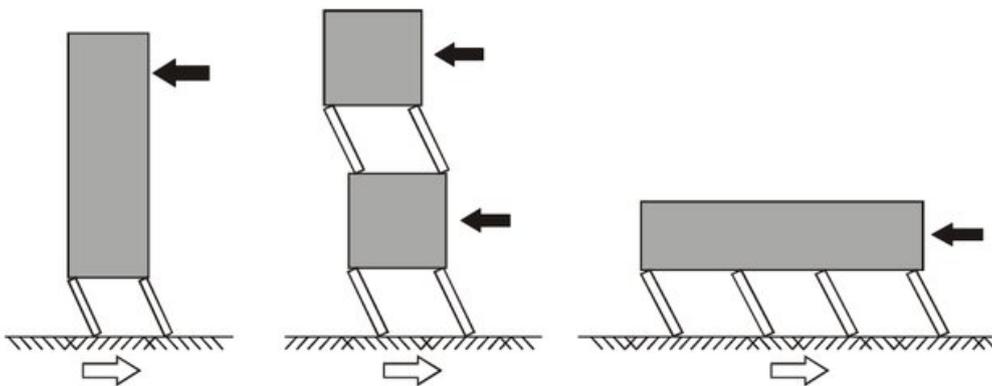


FIGURE 2.6 – Déformations provoquant la ruine[9].

Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'« étage mou », qui entraîne l'effondrement total du bâtiment.

Les structures en portique dans lesquelles sont disposés des murs de remplissage sont particulièrement sujettes aux ruines de l'« étage mou », car leur analyse au moment du projet est souvent effectuée en considérant que la structure est une ossature en portiques et que les parois de remplissage sont non structurelles et n'interviennent que par leur masse.

La réalité peut être très différente et deux situations néfastes sont possibles.

Les contre-mesures à ces situations d'« étage mou » associées à des remplissages sont les suivantes (Fig. 2.7) :

## Problème des bâtiments irrégulier



### Solutions

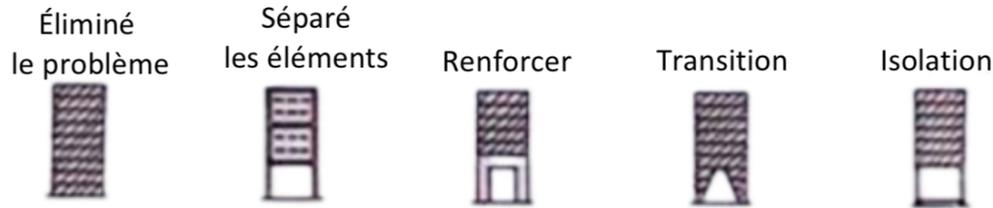


FIGURE 2.7 – solutions proposés

- a. L'étude de la structure considère celle-ci comme un mur en maçonnerie et l'évaluation des périodes est faite sur ce modèle (périodes  $T$  plus petites, résultante de cisaillement plus grande) ; le coefficient de comportement  $q$  est celui, plus petit, des maçonneries.
  - b. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. On prend la précaution de ne pas monter les remplissages en contact raide avec les portiques, en interposant sur les côtés verticaux et supérieurs des remplissages un joint flexible (voir Figure 2.6 : séparation entre allèges et poteaux).
  - c. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. Les remplissages sont faits de maçonneries offrant nettement moins de résistance et/ou de raideur que l'ossature en portique.
  - d. On interdit la construction en zone sismique de bâtiments dont la structure «primaire» de contreventement est faite de portiques, en particulier en béton armé, et on impose des structures à voiles porteurs ou en charpentes acier, plus sûres[1].
5. **Contreventements** Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées à la base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions dans les poteaux ou voiles ;
- des compressions dans les poteaux ou voiles.

peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui, à action constante, réduit les sollicitations (Figure 2.8).

notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse en accélération :

- Pour une structure dont la période  $T$  correspond à la branche descendante du spectre, l'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de la largeur des contreventements entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas nécessairement réduction des sollicitations ;
- Pour une structure dont la période  $T$  correspond au palier du spectre, la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la réduction de sollicitation est à coup sûr effective[1].

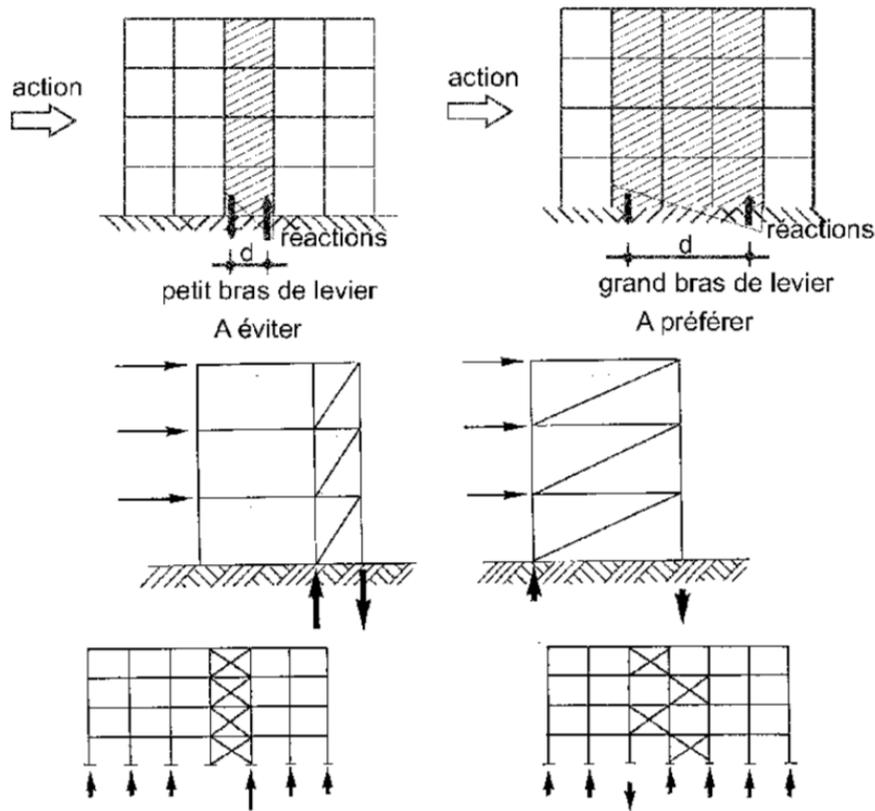


FIGURE 2.8 – Structures de contreventement[20]

6. **Raideur et résistance a la torsion :** distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal (Fig.2.9 et 2.11). Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dues à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

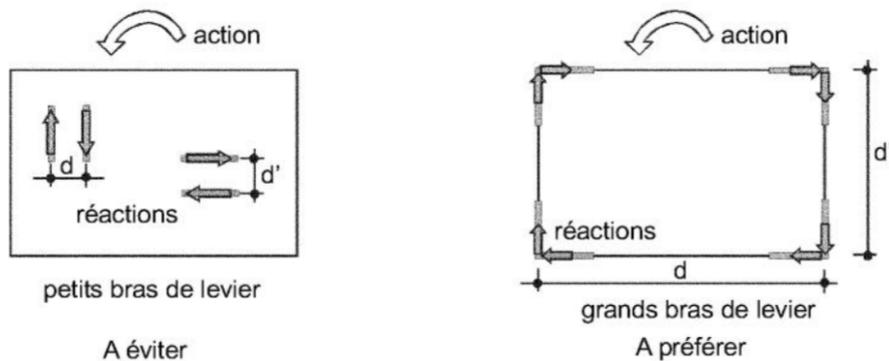


FIGURE 2.9 – Distance pour favorisé la résistance a la torsion[20].

Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

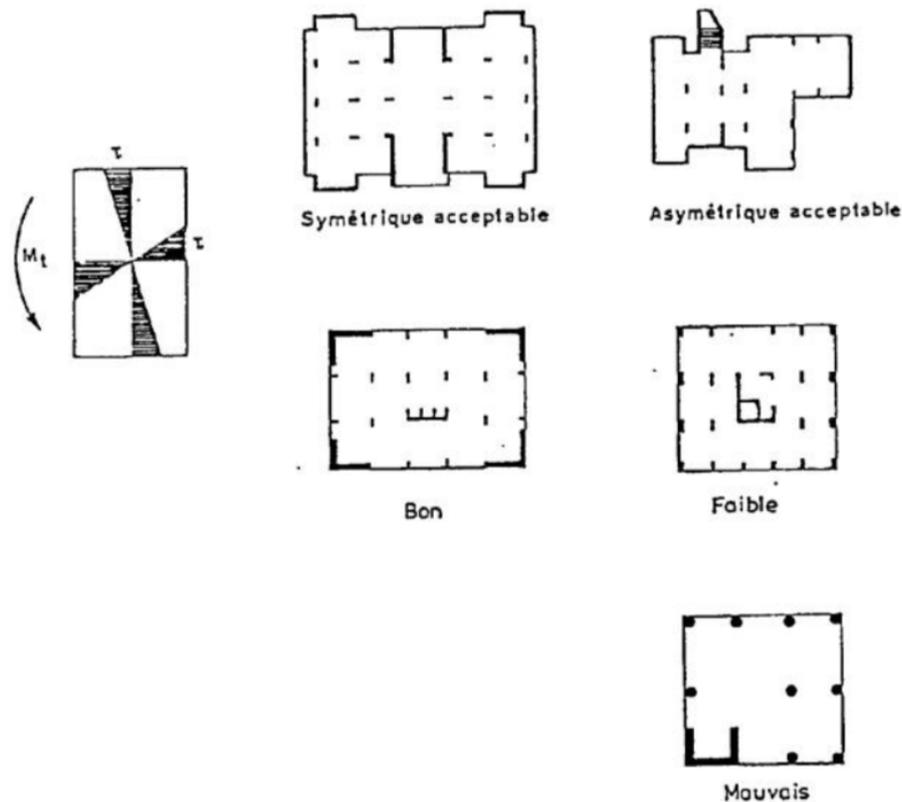


FIGURE 2.10 – Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion.

7. **Contreventement horizontal ou diaphragme** Un diaphragme est un plan horizontal (plancher de tout niveau, charpentes) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement.

Principe du contreventement horizontal et exigences (voir figure 2.11) : Le contreventement horizontal reçoit les sollicitations horizontales dans chaque direction. Il doit donc être rigide afin de pouvoir les transmettre fidèlement aux éléments verticaux.

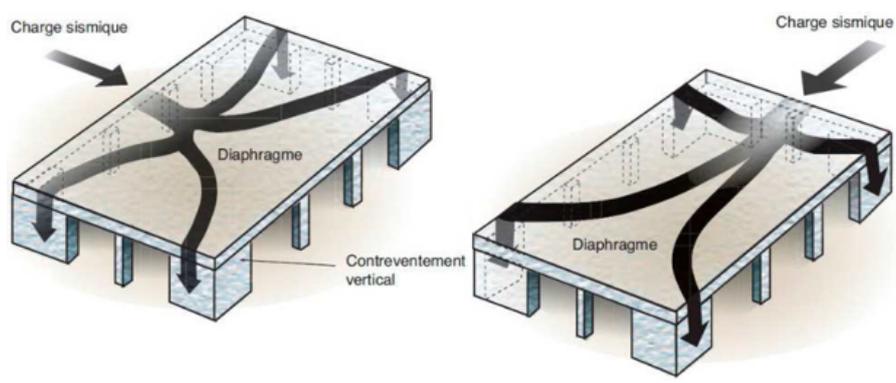


FIGURE 2.11 – Effet diaphragme dans leur plan [10].

Effet diaphragme dans leur plan : transmission des efforts sismiques aux éléments verticaux de contreventement. Pas de déformation en parallélogramme des planchers.

Maintien entre eux des éléments de la structure afin d'assurer le monolithisme du bâtiment.

La rigidité d'un diaphragme dépend du type de l'ouvrage (les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles), de sa

forme en plan (les diaphragmes longs et étroits sont flexibles) et de la présence éventuelle de grandes trémies qui réduisent la rigidité d'un diaphragme. (AFPS, 2004)

La fonction diaphragme est considérée assurée s'il n'existe qu'une seule trémie dont aucune dimension n'excède la moitié du petit côté du plancher (les trémies dont le plus grand côté n'excède pas 50 cm de longueur sont négligées). Dans les autres cas, il faut justifier que le diaphragme fonctionne "en treillis" ou "en voûtes".

Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) considère comme régulières en plan les constructions dont la surface totale des trémies n'excède pas 15% de la surface du plancher.

Il est nécessaire de renforcer les rives des trémies : des armatures complémentaires, de section égale à celle des armatures coupées par la trémie, doivent être disposées de chaque côté de la trémie[12].

## 2.4 Conclusion

La conception parasismique joue un rôle essentiel dans le processus de construction des structures de génie civil, influant directement sur la fiabilité des calculs qui doivent respecter des normes parasismiques rigoureuses.

La géométrie et le choix structural de l'ouvrage, décidés lors de l'esquisse, déterminent largement son comportement sous charges sismiques.

Pour garantir des conditions optimales de résistance aux séismes, l'architecte doit posséder une expertise solide en génie parasismique, orientant ainsi les décisions préliminaires des calculs.

Une collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte est donc cruciale pour une conception rationnelle des bâtiments, permettant de maîtriser les coûts liés à leur protection parasismique.

# Chapitre 3

## Description générale du projet

# Chapitre 3

## Description générale du projet

### Partie I : Présentation de l'ouvrage

#### 3.1 Introduction

La conception d'une structure aux normes parasismiques est relativement complexe en raison des exigences imposées par les règlements, visant à obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

#### 3.2 Situation de l'ouvrage

Le projet qui m'a été confié portait sur l'étude d'un bâtiment avec 10 niveaux (R+9+sous-sol) Implanté à Ouled Fayet, wilaya d'Alger, classé selon le RPA99/2003 comme zone de forte sismicité (Zone III), en zone de vent I. Il est réalisé sur un site meuble (catégorie S3), groupe d'usage 2. auquel j'ai apporté les modifications suivantes : nouvelle disposition des voiles pour avoir l'excentricité théorique la plus faible possible.

#### 3.3 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui m'a été confié porte sur un bâtiment à usage d'habitation, composé de :

- Un sous-sol .
- Un rez-de-chaussée : habitation.
- Neuf étages : habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

### 3.4 Données géotechniques du site

Le rapport de sol établi par le laboratoire fournit les données suivantes :

- Le terrain est réservé à la construction (L'agressivité est faible).
- Le site est classé dans la catégorie de Site meuble.
- La contrainte admissible est de **2 bars**.

### 3.5 Caractéristique géométrique du bâtiment

- La hauteur totale : 30,6 m.
- Hauteur du sous-sol : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur de chaque étage : 3,06 m.
- Largeur du bâtiment : 14,7 m.
- Longueur du bâtiment : 27,9 m.

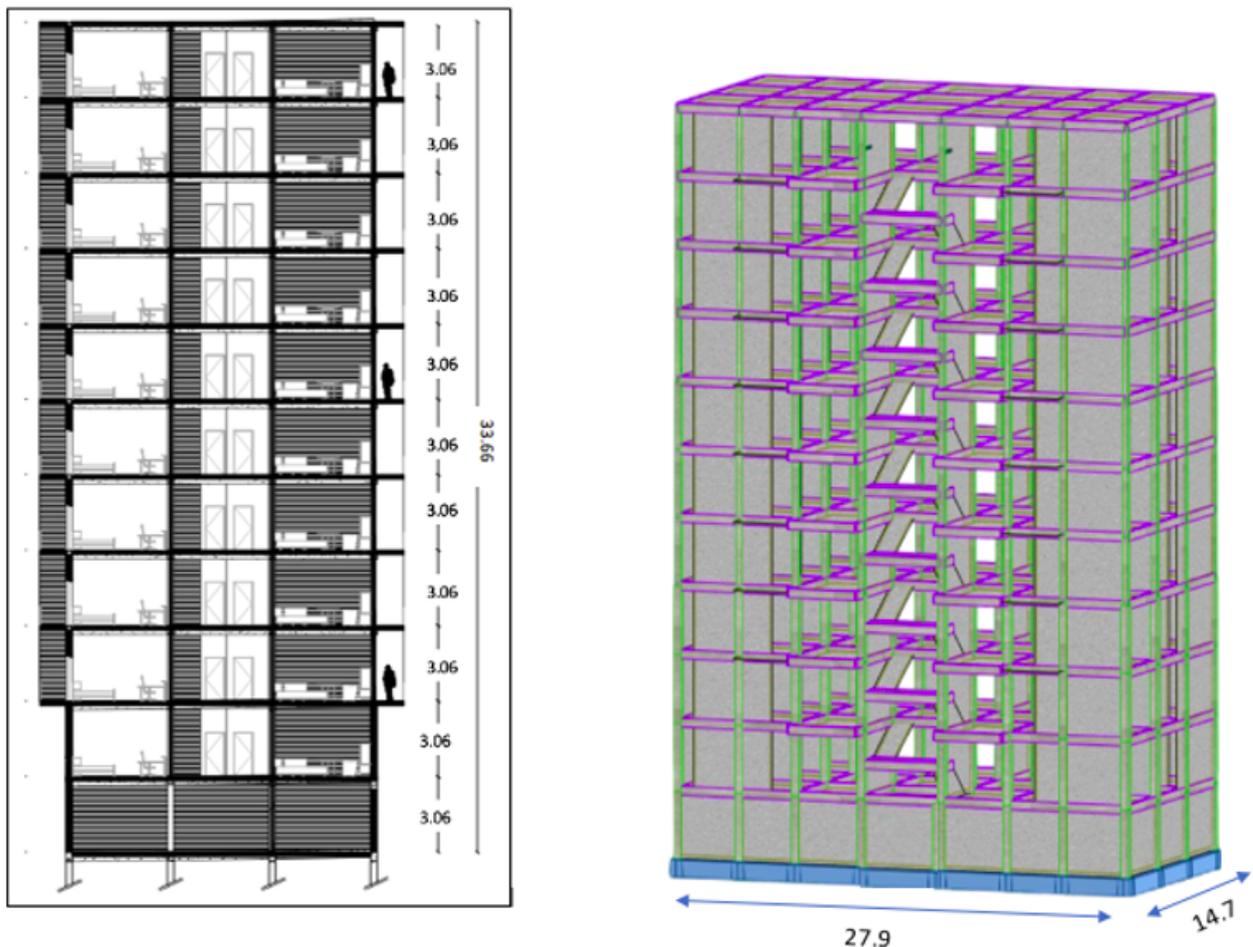


FIGURE 3.1 – Coupe verticale et vue en 3D

## 3.6 Description technique du bâtiment

a) **Structure principale** : L'ossature du bâtiment est en béton armé, elle est composée de portiques (poteaux-poutre) et voiles. Elle doit assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et les actions sismiques.

b) **Structure secondaire** :

1. **Planchers** : Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, les planchers de tous les niveaux sont en dalles pleines coulées sur place.
2. **Maçonnerie** :
  - **Murs extérieurs** : en double parois de briques creuses de 10 cm à l'intérieur et de 15 cm à l'extérieur avec une lame d'air de 5 cm.
  - **Murs intérieurs** : en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
3. **Acrotère** : On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 50 cm.
4. **Escalier** : Les escaliers sont constitués de volée béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Ce sont des escaliers droits à deux volées avec un palier de repos.
5. **Revêtement** :
  - **Carrelage granito** :
    - a. 2 cm pour les planchers.
    - b. 2 cm pour les escaliers.
  - **Plâtre** : 2 cm pour les murs intérieurs et 3 cm pour les plafonds.
  - **Enduit de ciment** : 3 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.

Les figures suivantes montrent la conception de l'ouvrage qui fait l'objet de ce mémoire de fin d'études :

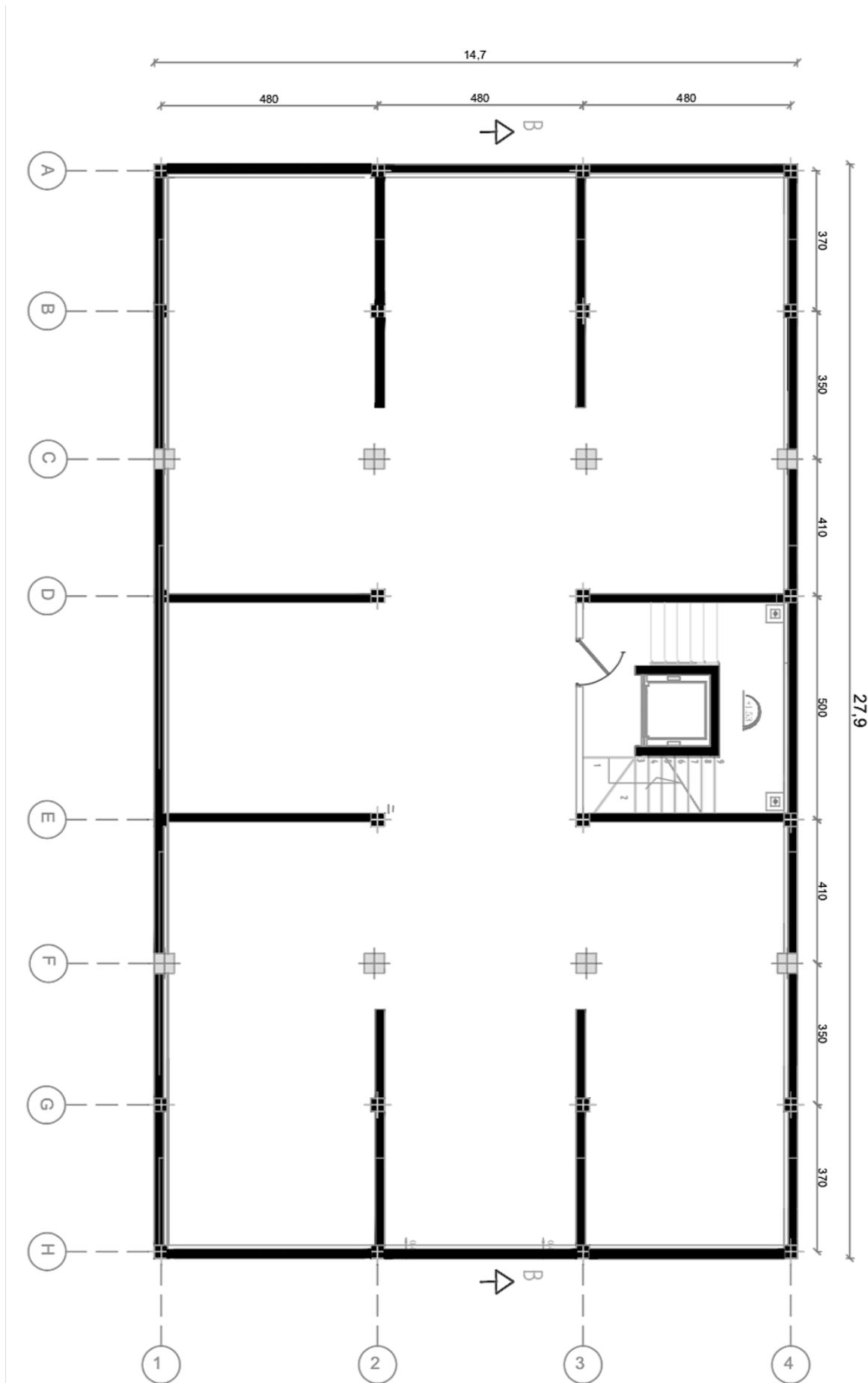


FIGURE 3.2 <sup>47</sup> - Plan sous-sol

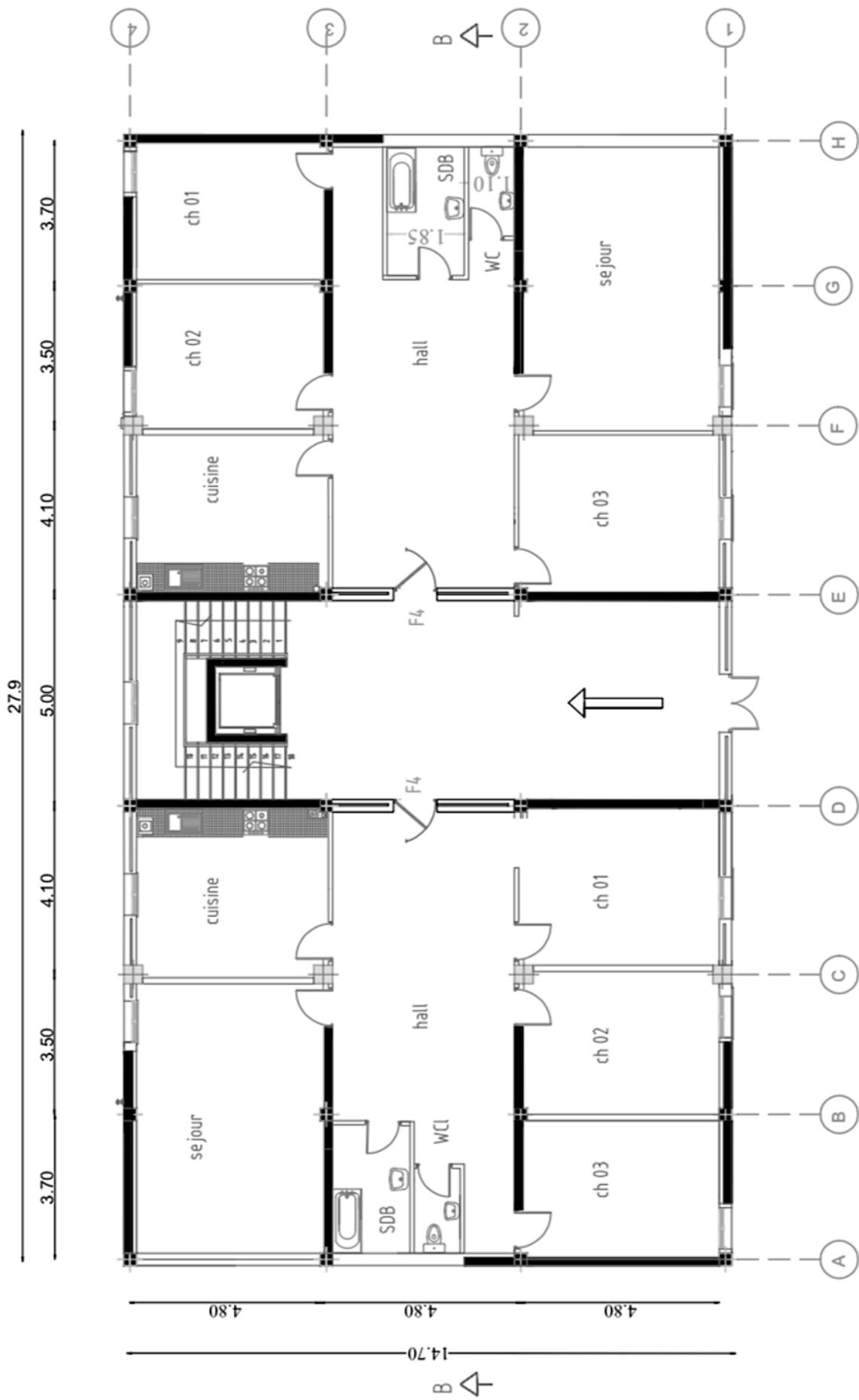


FIGURE 3.3 – Plan RDC

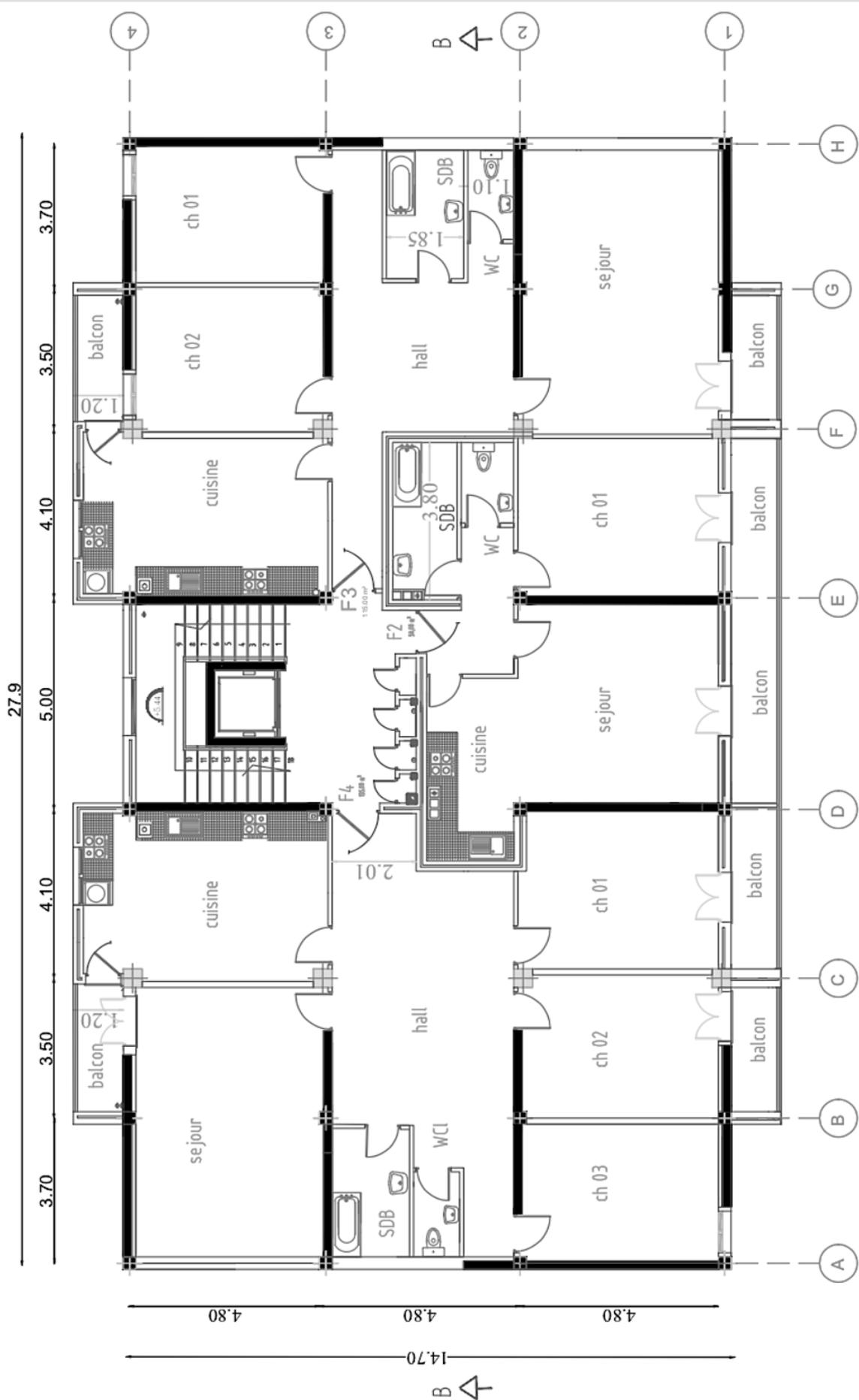


FIGURE 3.4 – Plan d'un étage courant (1 jusqu'à 9)

## Partie II : caractéristiques des matériaux

### 3.7 Introduction

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque le même coefficient de dilatation thermique, ces deux matériaux sont : le béton et l'acier.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91 modifiées 99).

### 3.8 Le béton

C'est un matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers) et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants.

#### 3.8.1 Résistance caractéristique du béton

##### a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la résistance caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 30 MPa.

- Pour  $J \leq 28$ ,  $f_{cj}$  du béton est de :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour  $J > 28$  on adopte :  $f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 30$  MPa

##### b) Résistance à la Traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 30$  MPa donc :  $f_{t28} = 2,4$  MPa

#### 3.8.2 Module de déformations longitudinale :

##### a) Déformation instantanées :

D'après le BAEL91 (Article 2.1.21, P 9), sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet par défaut de mesures qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Dans notre cas :  $E_{ij} = 34179,558$  MPa

#### b) Déformations différées :

D'après le BAEL 91 (Article A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application, on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage et le retrait du béton. Le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Dans notre cas :  $E_{vj} = 11496,76$  MPa

### 3.8.3 Module de déformations transversale :

La valeur du module de déformation transversale est prise égale à :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec  $\nu$  : le coefficient de Poisson donné par l'article A.2.1.3 du CBA 93 :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ 0,2 & \text{pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

### 3.8.4 Contraintes limites

#### -Etat limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine l'ouvrage.

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables, la figure ci-dessous montre le diagramme des contraintes de déformations du béton.

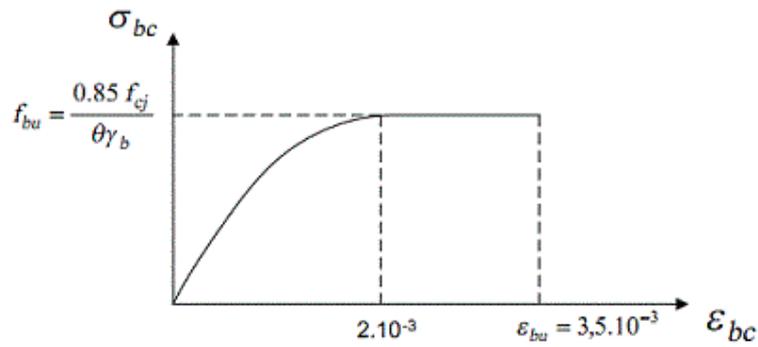


FIGURE 3.5 – Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

### a) Compression dans le béton :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c,28}}{\gamma_b} \cdot \theta$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Durée d'application des charges} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 & \text{Durée d'application des charges entre 1 heure et 24 heures} \\ \theta = 0,85 & \text{Durée d'application des charges} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

#### - État limite de service :

Il intervient dans l'équilibre des sollicitations d'actions réelles et des sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites. Cette contrainte est donnée par la relation suivante :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  CBA93 (Article A.4.5.2)

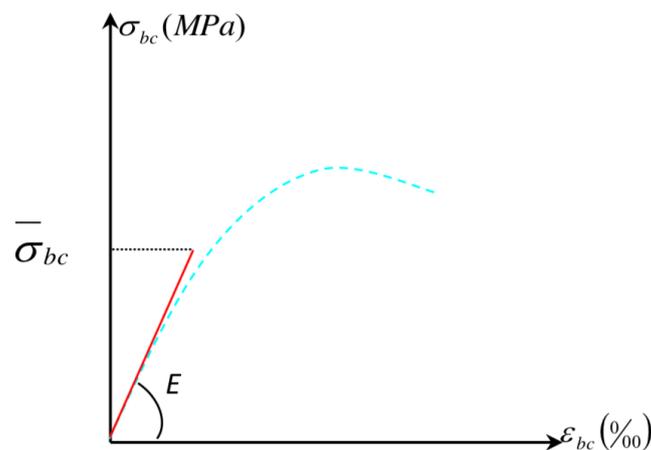


FIGURE 3.6 – Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELS .

#### -Contrainte limite du béton en cisaillement :

Selon l'Article A.5.1.2.1.1 CBA93 :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \text{pour «FPN»}$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \text{pour «FP.FTP»}$$

## 3.9 Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle dans le béton armé est de reprendre essentiellement les efforts de traction. Les aciers sont classés suivant leur nuance et leur état de surface :

### 3.9.1 Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Déformation(%)
HA	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

TABLEAU

3.1 – Caractéristiques mécaniques des aciers.

Les diamètres utilisés sont : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 [mm].

Selon RPA99/2003(Article 7.2.2), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500\text{MPa}$ , et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

#### L4.10. Diagramme contrainte-déformation

##### -Contrainte limite ultime

La contrainte limite de traction des aciers en services n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15 \quad \longrightarrow \quad$  action courante.  
 $\gamma_s = 1.00 \quad \longrightarrow \quad$  action accidentelle.

**-Contrainte limite de service**

Selon le BAEL91 (Article 4.5.32), la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- *Fissuration peu nuisible* :

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

- *Fissuration préjudiciable* :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ye}} \right] \text{ [MPa]}$$

- *Fissuration très préjudiciable* : (ouvrage à la mer)

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ye}} \right] \text{ [MPa]}$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} 1.3 & \text{pour les HA de } \varnothing 6\text{mm} \\ 1.0 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les HA de } \varnothing 6\text{mm} \end{cases}$$

**Diagramme des contraintes-déformations (acier)**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit :

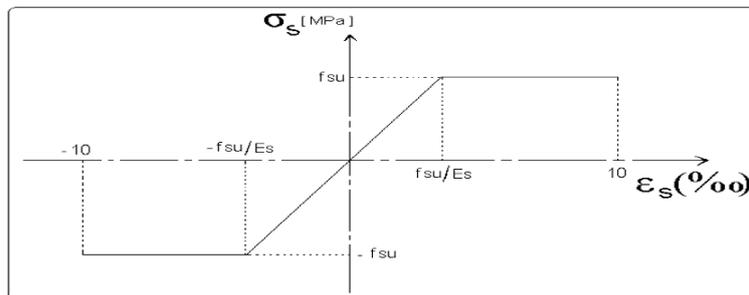


FIGURE 3.7 – Diagramme Contrainte Déformation de l'acier

**1.Actions et sollicitations :**

**a) Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes,

climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis). On notera :

- **G** : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- **Q** : Charge variable (charges d'exploitations + charges climatiques).
- **E** : Charges sismiques.

**b) Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

## 2. Sollicitation de calcul :

**-À l'état limite ultime :**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

**-À l'état limite de service :**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_s = G + Q$$

**c) Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003 :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- $G + Q + 1.2E$

## 3.10 Conclusion

Le choix du béton et de l'acier est dicté par les normes de conception et de calcul des structures en béton armé. Ces normes garantissent que les matériaux employés répondent aux exigences strictes de sécurité, de durabilité, et de résistance mécanique nécessaires pour les constructions modernes. En respectant ces directives, les structures en béton armé du bâtiment étudié bénéficient d'une robustesse et d'une longévité accrues, assurant ainsi leur fiabilité et leur sécurité dans le temps.

## Chapitre 4

# Pré-dimensionnement et descente de charges

# Chapitre 4

## Pré-dimensionnement et descente de charges

### 4.1 Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs ; ils peuvent être ajustés après vérification dans la phase de dimensionnement. Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments suivants :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles
- Les acrotères
- Les garde-corps
- Les escaliers
- Les balcons

### 4.2 Prédimensionnement des éléments

#### 4.2.1 Planchers

Les planchers constituent la séparation horizontale entre les étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe feu et étanchéité. Ils résultent d'une combinaison de dalles, de poutrelles et poutres qui nous donnent plusieurs types de planchers :

- Plancher dalle.
- Plancher à hourdis continu.
- Plancher à corps creux.
- Plancher mixte; industriel

En vue de la hauteur considérable de notre bâtiment ainsi que son implantation, le plancher pour notre structure est le plancher en dalle pleine (en béton armé).

**Définition :**

Plancher dalle pleine en B.A C'est une plaque de béton de 8 à 20 cm d'épaisseur avec armature incorporé, qui repose sur deux ou plusieurs appuis

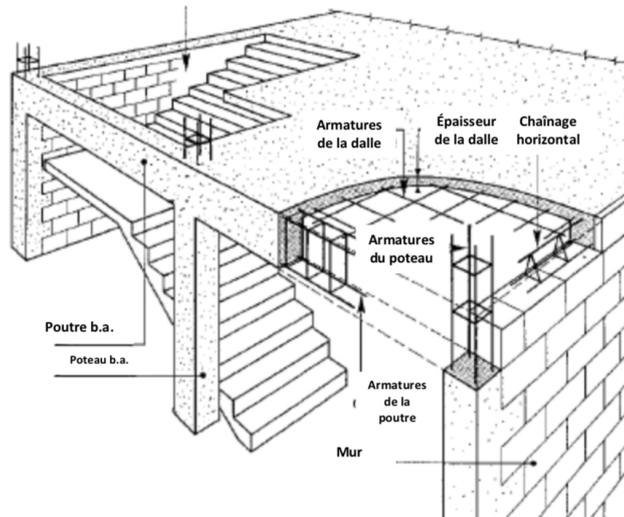


FIGURE 4.1 – Plancher en béton armé

**4.2.1.1 Prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

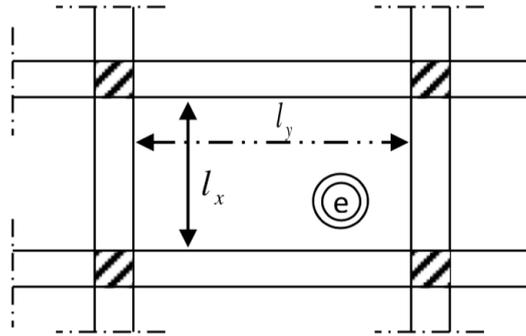
**a) Condition de sécurité contre l'incendie :**

- Pour une heure de coupe feu : :  $e = 7cm$
- Pour deux heures de coupe feu : :  $e = 11cm$

**c) Condition de résistance à la flexion :**

On fait le calcul à partir d'un panneau de dalle le plus défavorable.

Toutes les dalles sont appuyées sur 4 côtés, on a :



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_y & : \text{le plus grand côté de la dalle.} \\ l_x & : \text{le plus petit côté de la dalle.} \end{cases}$$

$e$  : épaisseur de la dalle.

- Si  $\rho < 0.4$  : la dalle porte sur un seul sens  $\Rightarrow e \geq \frac{l_x}{30}$ .
- Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  : la dalle porte sur deux sens  $\Rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$ .

Dans notre cas on a :

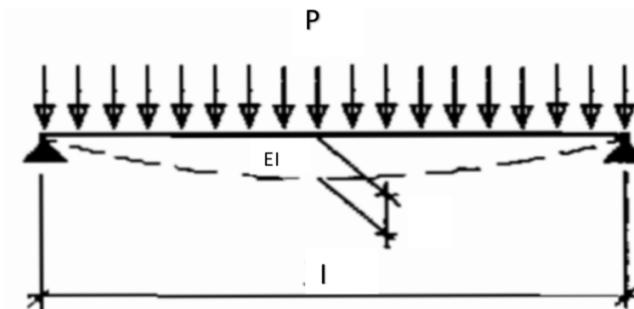
$$\begin{cases} l_x = 3.8 \text{ m} \\ l_y = 4.5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.844$$

$0.4 < \rho < 1$  : la dalle porte dans les deux sens :

$$e \geq \frac{l_x}{40} = 9.5 \text{ cm}$$

#### 4.2.1.2 Vérification de la flèche

En résistance des matériaux, pour une travée sur deux appuis simples uniformément chargée :



$$f = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

**Limitation des flèches pour les planchers :**

$$f \leq \frac{l}{500} \quad \text{si} \quad l \leq 5,00 \text{ m}$$

$$f \leq 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} \quad \text{si} \quad l > 5,00 \text{ m}$$

$$f \leq \frac{l}{250} \quad \text{pour les consoles} \quad l \leq 2,00 \text{ m}$$

Calcul se fait a ELS :  $P = G + Q$

Avec :

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (terrasse inaccessible)}$$

$$G = 787.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Donc : } P = 887.6 \text{ kg/m}^2$$

On a :

$$F = \frac{5 \times 887.6 \times 5^4 \times 10^{-5}}{384 \times 34179.558 \times 3.41 \times 10^{-4}} = 6.197 \times 10^{-3} \text{ m} \leq \frac{5}{500} = 0.01 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Donc :

$$e = \max\{16, 11, 14, 7, 10\} \text{ cm}$$

**Conclusion :** On adopte l'épaisseur de la dalle  $e = 16 \text{ cm}$

## 4.2.2 Evaluation des charges

a) Plancher dalle pleine terrasse inaccessible :

TABLEAU  
4.1 – Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Protection de gravier	0.05	16.00	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
Forme de pente 1%	0.12	22.00	02.64
Isolation thermique	0.04	04.00	0.016
Dalle pleine	0.16	25.00	04.00
Enduit en plâtre	0.03	0.10 (Par cm)	0.30
		<b>G</b>	<b>7.876</b>
		<b>Q terrasse</b>	<b>01.00</b>

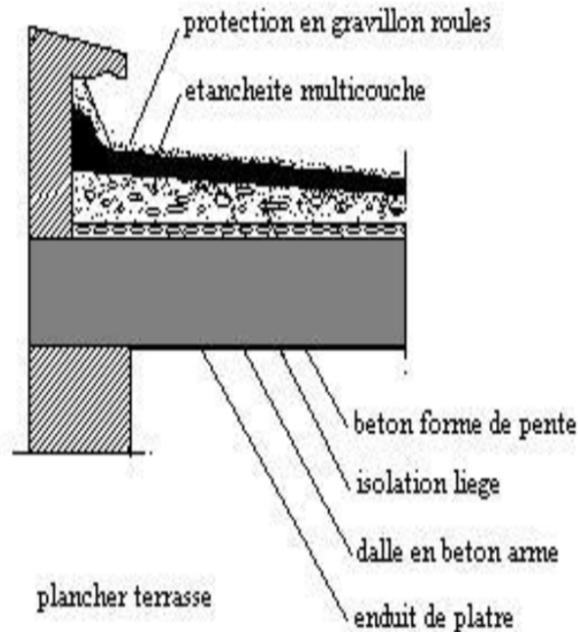


FIGURE 4.2 – Plancher terrasse

#### b) Plancher dalle pleine étage courant :

TABLEAU

4.2 – Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	0.02	22.00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.03	17.00	0.51
Dalle plein	0.16	25.00	04.00
Cloisons	/	/	1.00
Enduit en plâtre	0.03	0.10 (Par cm)	0.30
		<b>Gec</b>	<b>6.65</b>
		<b>Qec</b>	<b>01.50</b>

#### 4.2.3 Escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

##### Type d'escalier :

Un escalier droit comprenant deux volées et un palier de repos intermédiaire relie les divers niveaux, et chaque escalier est représenté selon ce schéma :

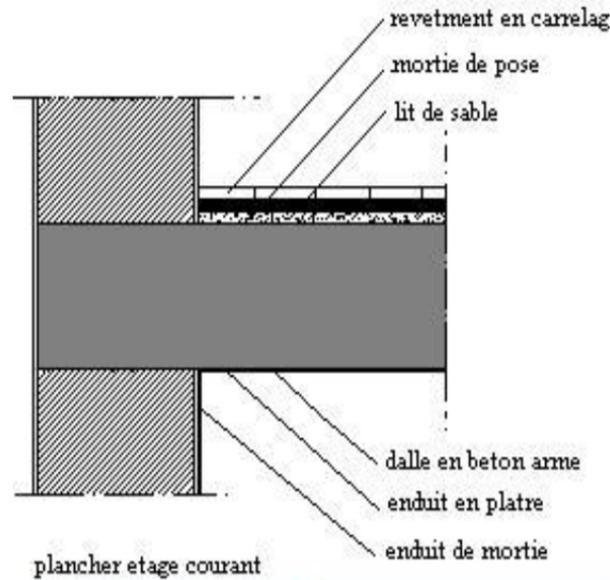


FIGURE 4.3 – Plancher dalle pleine étage courant

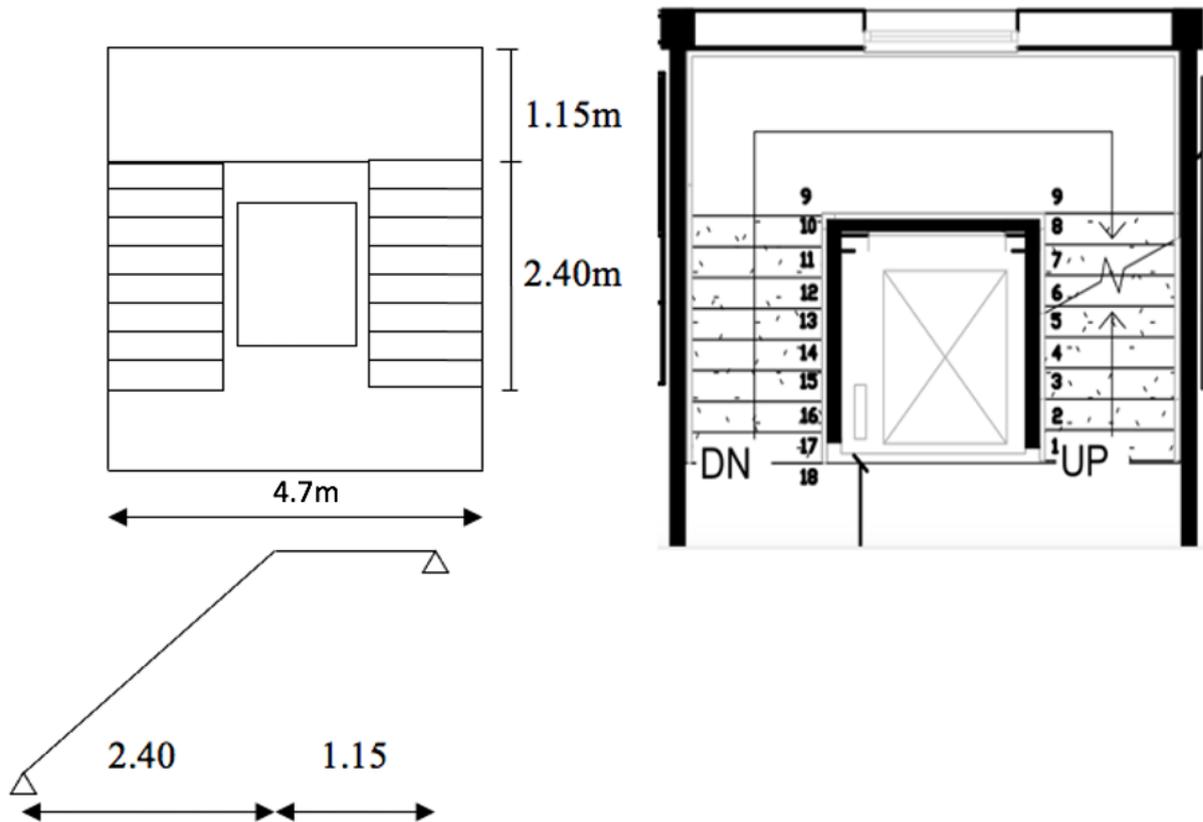


FIGURE 4.4 – Schéma statique des escalier

L'escalier est composé de 2 volées identiques donc le calcul sera effectué pour une seule volée.

#### 4.2.3.1 Détermination de $g$ et $h$

Condition de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h : \text{ hauteur de la contre marche.} \\ g : \text{ largeur de la marche} \end{cases}$$

**H : hauteur de la volée :**

$$H = \frac{3.06}{2} \Rightarrow H = 1.53 \text{ m}$$

**hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 16 \text{ cm} < h = 17 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

**largeur de la marche :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$$

**Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

-La paillasse est traitée comme une dalle sur deux appuis simples, inclinée d'épaisseur 'e' telle que :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{g}\right) = \arctan\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$$

$$\text{Moy}\left(\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}\right)$$

avec :

$L$  :longueur de la paillasse

$$\frac{4.7}{30} \leq e \leq \frac{4.7}{25}$$

$$\text{Donc : } 15,66 \leq e \leq 18,88$$

On prend  $e=16\text{cm}$ .

**Conclusion**

On adopte Les dimensions d'escalier comme suit :  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$  ;  $e_{\text{paillasse}} = 16 \text{ cm}$

#### 4.2.3.2 Evaluation des charges et surcharges des escaliers

Les tableaux suivants resument les differentes couches qui constitue une volée d'un escalier (Tab. 4.3 ) et le palier (Tab. 4.4).

avec : leur epaisseurs et poids volumique tirer de DTR B.C.2.2.

TABLEAU  
4.3 – Evaluation des charges et surcharges de la volée d’escalier

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	0.02	22.00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Marche	0.17/2	25.00	1.87
Paillasse	0.16 cos(31.38°)	25.00	4.6
Enduit de ciment	0.02	0.18 (par cm)	0.36
		<b>Gv</b>	<b>7.67</b>
		<b>Qv</b>	<b>2.50</b>

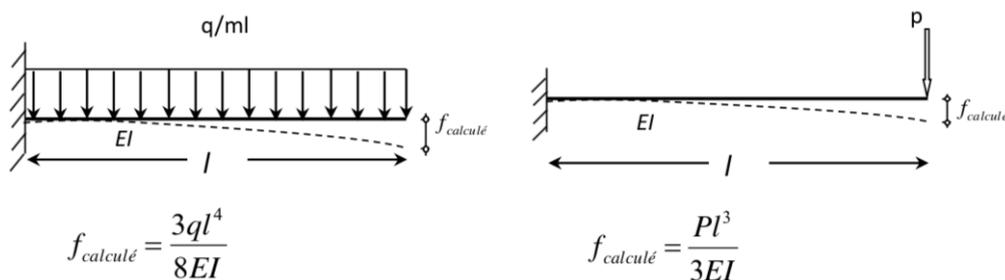
TABLEAU  
4.4 – Evaluation des charges et surcharges du palier d’escalier

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	0.02	22.00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.03	17.00	0.51
Paillasse	0.16	25.00	4.00
Enduit de ciment	0.02	0.18 (par cm)	0.36
		<b>Gp</b>	<b>5.71</b>
		<b>Qp</b>	<b>2.50</b>

#### 4.2.4 Balcons

L’épaisseur des balcons est conditionnée par une condition de flèche exposée au « CBA 93. Art B.6.5.3 ».

On suppose une épaisseur des balcons de 16cm et on vérifie la flèche :



$$F = \frac{l}{250} \quad \text{si la portée } l \text{ est au plus égale à } 5\text{m} \quad (l < 5\text{m})$$

$$F = \frac{l}{500} \quad \text{si la portée } l \text{ est au plus égale à } 2\text{m} \quad (l \geq 5\text{m})$$

La condition devient :

$$F_{\text{calculée}} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

$$G_{\text{balcon.ec}} = 571 \times 1,20 = 684 \text{ kg/m} = 0,00684 \text{ MN/ml}$$

On trouve :

$$f_1 = \frac{3 \times 0,00684 \times 1,2^4}{8 \times 34179,557 \times 3,413 \times 10^{-4}} = 4,559 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Et :

$$Q_{\text{balcon.ec}} = 350 \times 1,20 = 420 \text{ kg/m} = 0,0042 \text{ MN/ml}$$

On trouve :

$$\rightarrow f_2 = \frac{3 \times 0,0042 \times 1,2^4}{8 \times 34179,557 \times 3,413 \times 10^{-4}} = 2,33 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Et :

$$P_{\text{g. corps}} = 1,44 \times 1,00 = 144 \text{ kg} = 0,00144 \text{ MN}$$

Donc :

$$\rightarrow f_3 = \frac{0,00144 \times 1,2^3}{3 \times 34179,557 \times 3,413 \times 10^{-4}} = 7,11 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{\text{total}} = f_1 + f_2 + f_3 = 4,277 \times 10^{-4} \text{ m} \\ f = \frac{0,80}{250} = 3,20 \times 10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow 4,277 \times 10^{-4} \text{ m} \leq 3,2 \times 10^{-3} \text{ m} \quad \dots \text{ vérifié}$$

### 4.2.5 Acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encasté à sa base au plancher terrasse constituant un élément structural essentiel, enveloppe le bâtiment en offrant une barrière protectrice contre l'infiltration des eaux pluviales, assurant ainsi une liaison étanche entre sa structure et la forme inclinée de sa toiture.

$$G_{\text{Acrotère}} = \gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{Acr}} + G_{\text{Enduit}}$$

$$\gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{Acr}} = 2500 \times \left[ (0,10 \times 0,40) + \left( \frac{0,10+0,07}{2} \right) \times 0,22 \right] = 146,75 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{Enduit}} = 1800 \times (0,5 + 0,23 + 0,07 + 0,4) \times 0,03 = 64,26 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 64,26 + 146,75 = 211,01 \text{ kg/ml}$$

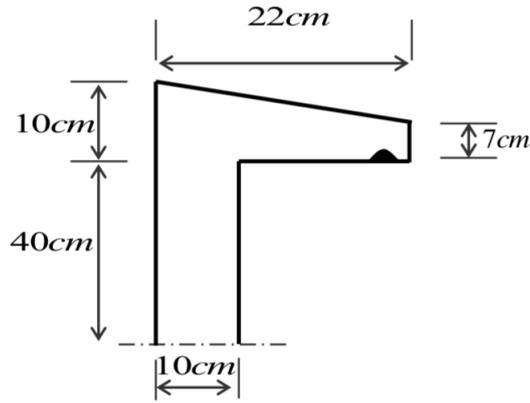


FIGURE 4.5 – Dimensions de l'acrotère

### 4.2.6 Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux et, d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article (Art 7.7.1) du RPA99/2003.

L'épaisseur des voiles doit être au minimum égale à 15 cm. Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage «  $h_e$  » (voir fig.4.6) et des conditions de rigidité aux extrémités.

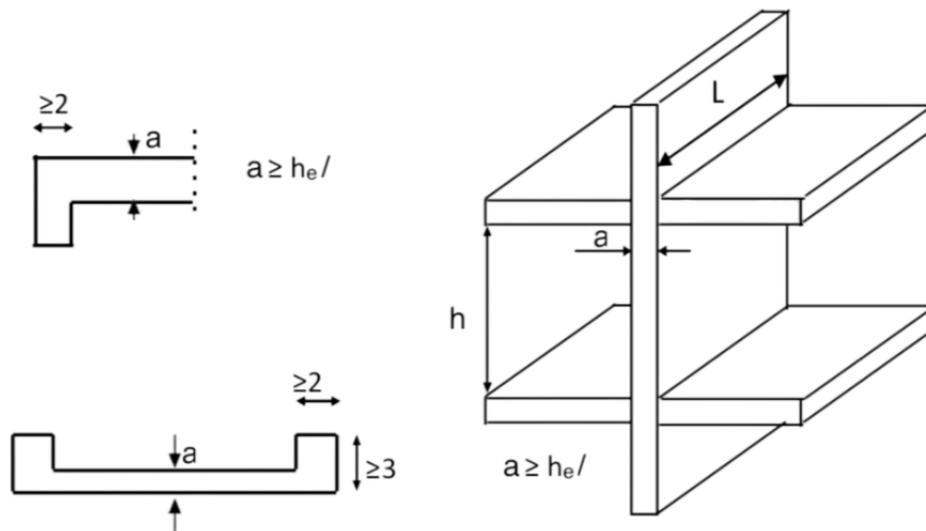


FIGURE 4.6 – Coupe de voile.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de rotation ne sont pas connus dans le RPA99003 Art7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4e$  » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

- $L$  = portée du voile,
- $e$  = épaisseur du voile.

**Soit :**

$$a \geq \max(e_{\min}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20})$$

Avec :

$$h_e = 306 - 16 \Rightarrow h_e = 290 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(15, 13.18, 14.50)$$

**Conclusion :** on adopte l'épaisseur du voiles a=20cm

**-Vérification de l'épaisseur du voile :**

De RPA99/2003, tous les éléments qui vérifient la condition suivante sont considérés comme voile :

$$l \geq 4a \iff l \geq 80 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

#### 4.2.6.1 Evaluation des charges de voile

TABLEAU  
4.5 – Evaluation des charges de voile

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Voile en béton armé	0.2	25.00	5.00
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Enduit ciment	0.03	18.00	0.54
<b>G voile</b>			<b>5.74</b>

#### 4.2.7 Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, de sections rectangulaires. Leur rôle est de transmettre les charges de plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Les poutres sont pres dimensionnees selon des formules empiriques donnees par le BAEL 91 et doivent verifier les conditions suivantes :

- La résistance;
- La déformation
- L'exécution sur chantier.

**a) Détermination de la hauteur de la poutre h :**

$$\text{Avec : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

- $L_{\max}$  : portée entre nus.

-  $h_p$  : hauteur de la poutre.

$$\frac{470}{15} = 31.33 \leq h \leq \frac{470}{10} = 47$$

$$\Rightarrow h = \frac{470}{12} = 40 \text{ cm}$$

**b) Détermination de la Largeur de la poutre b :**

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \text{ Donc : } 12 \leq b \leq 32$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

**-Vérification selon RPA99/2003 Art 7.5.1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Vé}ri\text{fi}é \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Vé}ri\text{fi}é \\ \frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Vé}ri\text{fi}é \end{array} \right.$$

**Conclusion :** On adopte les dimensions suivants :

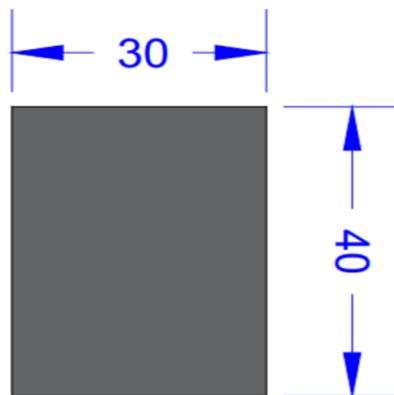


FIGURE 4.7 – Dimensions des poutres principales et secondaires.

### 4.2.8 Dimensionnement des poteaux

Nous n'envisageons que le cas des poteaux soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et à des charges d'exploitation. Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :  $1.35G + 1.5Q$

avec :

- $G$  : charges verticales permanentes.
- $Q$  : charges verticales d'exploitation.

Les charges verticales transmises aux poteaux sont généralement calculées en considérant les travées discontinues, sur appuis simples. Pour tenir compte de la continuité des travées, les charges verticales sont majorées de :

- 15% pour les poteaux centraux dans le cas des bâtiments à deux travées.
- 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées.
- Les charges évaluées sur les poteaux de rive dans l'hypothèse de la discontinuité ne sont pas réduites.

**Selon C.B.A 93 :**

Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée. D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 :

$N_u$  = Effort normal ultime

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

Pour une section rectangulaire :

$B_r = (b - 0.02) \times (a - 0.02)$  Pour une section carrée :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

**4.2.9 Exemple de calcul**

Selon le RPA99/2003 article 7-4-2-1, on a  $\% \min (A_s) = 0,9\%$  (Zone III).

**Avec :**

$\beta = 1 + 0.163 \times \frac{\lambda^2}{1000}$  D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 la section réduite des poteaux est donnée par la formule suivante :

$$\frac{A}{B} = 0.009 \approx \frac{A}{B_r} \quad \text{Et donc} \quad A = 0.009 B_r$$

$$B_r \geq \frac{1.35 \times \beta \times N_u}{0.009 f_e + 0.85 \times f_{c28}}$$

En remplaçant dans la formule, on obtient :

$$\beta = 1 + 0.163 \times \frac{\lambda^2}{1000}$$

Pour éviter le flambement, on prend  $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + 0.163 + \frac{35^2}{1000} \approx 1.2$

$$\Rightarrow B_r \geq 0.065 \times N_u$$

En optant pour des poteaux carrés de côté  $a$  :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

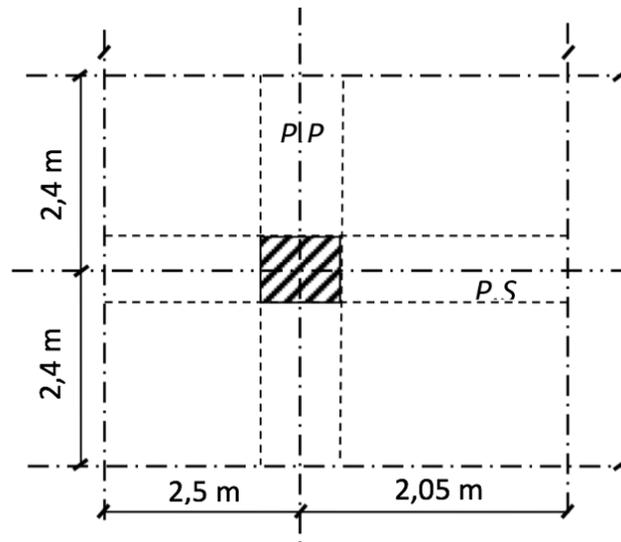


FIGURE 4.8 – Poteau adjacent de rive au niveau du sous-sol.

a) **Poteau adjacent de rive au niveau du sous-sol** : Calcul de  $S_{\text{maj}}$  :

$$S1 = (2,4 + 2,4) \times (2,5 + 2,05) = 21,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{maj}} = S1 \times 1.1 = 24,024 \text{ m}^2$$

Calcul de  $N_G$  :

$$N_G = (1.1G_{\text{tres}} + 10 \times 1.1G_{\text{ec}}) \times S_{\text{maj}}$$

$$N_G = [(1.1 \times 787.6) + 10 \times (1.1 \times 665)] \times 24,024 \times 10^{-5} = 1,79 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_Q$  :

$$N_Q = [Q_{\text{res}} + Q_{\text{EC}} \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 4 \times 0.5) + Q_{\text{REC}}] \times S_{\text{maj}}$$

$$N_Q = [100 + 150 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 4 \times 0.5) + 150] \times 24,024 \times 10^{-5} = 0,251 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_u$  :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1,79 + 1.5 \times 0,251 = 2,793 \text{ MN}$$

Calcul de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{1.35 \times 1.2 \times N_u}{0.009 \times 500 + 0.85 \times 30}$$

$$B_r \geq 0.054N_u$$

$$B_r \geq 0.054 \times 2,574$$

$$B_r \geq 0.1355 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{0.139} + 0.02 \Rightarrow a \geq \boxed{0.40 \text{ m}}$$

**Conclusion :**

On prendra pour notre bâtiment  $a = 0,45 \text{ m}$  pour les poteaux de sous-sol jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage.

**b) Poteau adjacent de rive au niveau du 3<sup>ème</sup> étage :** Calcul de  $N_G$  :

$$N_G = (1.1G_{\text{res}} + 6 \times 1.1G_{\text{ec}}) \times S_{\text{maj}}$$

$$N_G = [(1.1 \times 787.6) + 6 \times (1.1 \times 665)] \times 24,024 \times 10^{-5} = 1,43 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_Q$  :

$$N_Q = [Q_{\text{res}} + Q_{\text{EC}} \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5)] \times S_{\text{maj}}$$

$$N_Q = [100 + 150 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5)] \times 24,024 \times 10^{-5} = 0,186 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_u$  :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1,43 + 1.5 \times 0,186 = 1,746 \text{ MN}$$

Calcul de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{1.35 \times 1.2 \times N_u}{0.009 \times 500 + 0.85 \times 30}$$

$$B_r \geq 0.054N_u$$

$$B_r \geq 0.054 \times 1,746$$

$$B_r \geq 0,099 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{0,099} + 0.02 \geq \boxed{0.343 \text{ m}}$$

**Conclusion :**

On prendra pour notre bâtiment  $a = 0,40 \text{ m}$  pour les poteaux du 3<sup>ème</sup> étage jusqu'au 6<sup>ème</sup> étage.

**c) Poteau adjacent de rive au niveau du 7<sup>ème</sup> étage :** Calcul de  $N_G$  :

$$N_G = (1.1G_{\text{res}} + 2 \times 1.1G_{\text{ec}}) \times S_{\text{maj}}$$

$$N_G = [(1.1 \times 787.6) + 2 \times (1.1 \times 665)] \times 24,024 \times 10^{-5} = 0,559 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_Q$  :

$$N_Q = [Q_{\text{res}} + Q_{\text{EC}} \times (1 + 0.9)] \times S_{\text{maj}}$$

$$N_Q = [100 + 150 \times (1 + 0.9)] \times 24,024 \times 10^{-5} = 0,093 \text{ MN}$$

Calcul de  $N_u$  :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 0,559 + 1.5 \times 0,093 = 0,894 \text{ MN}$$

Calcul de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{1.35 \times 1.2 \times N_u}{0.009 \times 500 + 0.85 \times 30}$$

$$B_r \geq 0.054 N_u$$

$$B_r \geq 0.054 \times 0,894$$

$$B_r \geq 0,048 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)^2 a \geq \sqrt{0,048} + 0.02 \geq \boxed{0.25 \text{ m}}$$

**Conclusion :**

On prendra pour notre bâtiment  $a = 0,35 \text{ m}$  pour les poteaux du 6<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse.

**4.2.9.1 Vérification des conditions du RPA99/ version 2003 (article 7.4.1)**

**NB : La vérification sera effectuée pour le poteau (30x30) cm<sup>2</sup>**

Min (b, h) ≥ 30 cm ..... 30 cm ≥ 30 cm ok

Min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20}$  ..... a = b = 30 cm > 3.06 / 20 = 15.30 cm ok

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  ..... 0.25 < 1 < 4 ok

**4.3 conclusion**

Ce chapitre nous a permis de pre dimensionner, conformément aux normes en vigueur en Algerie (BAEL99 et RPA99/2003) les elements constituant notre ouvrage.

Les poteaux libres :

- (45 x 45) cm<sup>2</sup> du sous-sol jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage.
- (40 x 40) cm<sup>2</sup> du 3<sup>ème</sup> étage jusqu'au 6<sup>ème</sup> étage.
- Les poteaux libres : (35 x 35) cm<sup>2</sup> du 7<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse.
- Les poutres :(30 x 40) cm<sup>2</sup> pour les deux sens transversal et longitudinal.
- Épaisseur des voiles : 20 cm.
- Les escaliers : l'épaisseur du palier et de la volée est de 16 cm.
- Les dalles : toutes nos dalles sont pleines avec une épaisseur  $e = 16 \text{ cm}$ .

**Chapitre 5**  
**Ferraillage des**  
**éléments secondaires**

# Chapitre 5

## Ferrailage des éléments secondaires

### 5.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers en dalles pleines et les balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

### 5.2 Plancher dalle pleine

Une dalle pleine en béton armé est un élément horizontal, monolithique et massif, utilisé pour constituer les planchers des bâtiments. Elle peut reposer avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, murs. Les dalles sont infiniment rigides dans leur plan et souples en dehors de leur plan.

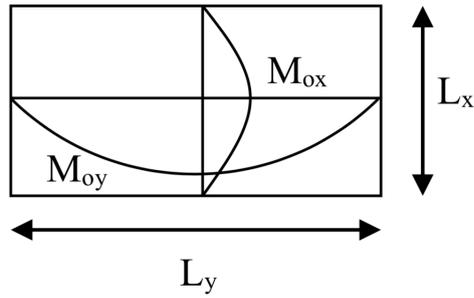
#### a) Méthodes de calcul :

On utilise la méthode proposée par le B.A.E.L 91, cette méthode consiste à déterminer dans une première étape les moments isostatiques  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  en considérant les dalles simplement appuyées, et dans une deuxième étape les moments de continuité.

Les moments isostatiques sont calculés en considérant le rapport ( $\rho$ ) entre les portées  $L_x$  et  $L_y$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{et} \quad l_x \leq l_y$$

- Dalle portant selon deux sens si :  $0.4 < \rho < 1$
- Dalle portant selon un seul sens si :  $\rho \leq 0.4$



Remarque : Le calcul des dalles se fait à l'ELU

À partir de la valeur de  $\rho$  pour chaque dalle, nous déduisons les valeurs  $\mu_x$  et  $\mu_y$ , puis nous calculons  $M_x$  et  $M_y$  comme suit :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x P_u l_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} \end{cases} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \nu = 0 \\ P_u = 1,35G + 1,5Q \end{cases}$$

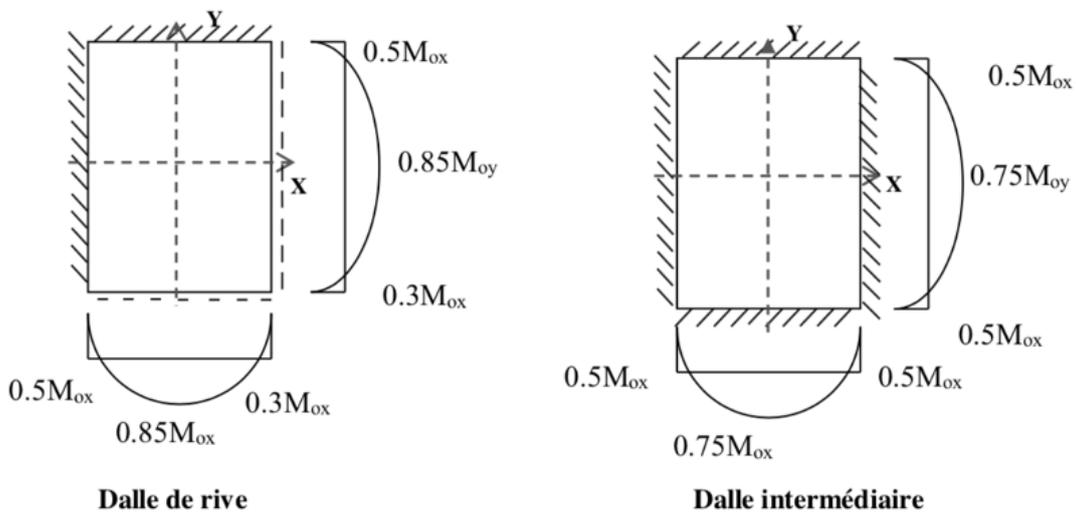
Pour prendre en compte la continuité des dalles, le BAEL 91 propose les formules suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_0$$

Avec :

- $M_0$  : Moment Max isostatique.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_g, M_d$  : Moments des appuis à gauche et à droite.

Pour la prise en compte de la continuité des dalles, on considère :



### 5.2.1 Évaluation des charges et surcharges :

TABLEAU  
5.1 – Évaluation des charges et surcharges des différents niveaux

Charges [t/m <sup>2</sup> ]	Terrasse	Étage courant
G [t/m <sup>2</sup> ]	0,7876	0,665
Q [t/m <sup>2</sup> ]	0,100	0,150
$P_u=1,35G+1,5Q$ [t/m <sup>2</sup> ]	<b>1,213</b>	<b>1,123</b>

### 5.2.2 Identification des panneaux :

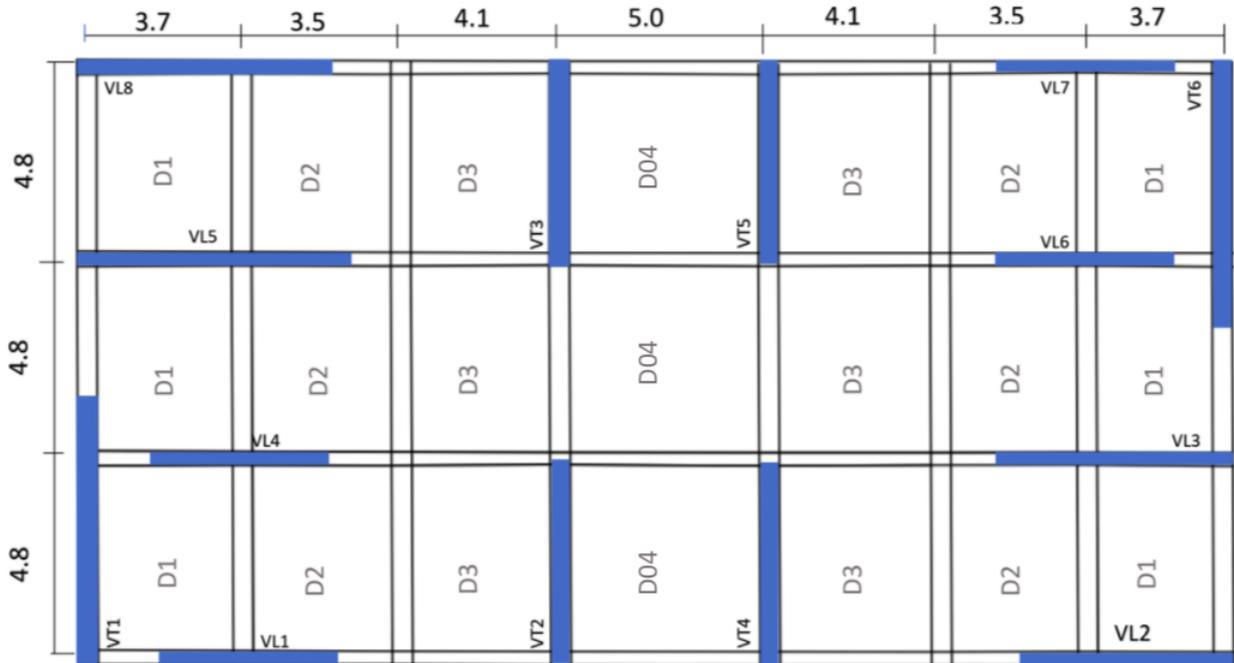
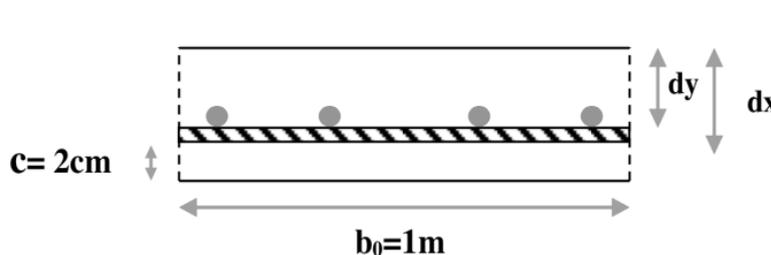


FIGURE 5.1 – Identification des panneaux de plancher RDC et des etages courants

### 5.2.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait a l'ELU, en flexion simple sur une bande de 1m en fissuration peu préjudiciable



**- Ferrailage longitudinal :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 17 \text{ MPa.}$$

Et :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%.$$

Donc :

$$A'_u = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

$$\begin{cases} d_x = h - c - \left(\frac{\Phi}{2}\right) = 0.16 - 0.02 - \left(\frac{0.008}{2}\right) \\ d_x = 0.136 \text{ m} \\ d_y = d_x - \Phi = 0.136 - 0.008 = 0.128 \text{ m} \end{cases}$$

Le diamètre des armatures :  $\Phi \leq \frac{h_0}{10}$  $h_0$  : Épaisseur de la dalle.**5.2.4 Vérification nécessaire****a) Ferrailage minimal :**

Selon le BEAL91.Art b-7-4 les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures à la section minimale calculée comme suit :

$$A_x \geq 0,0006 \times \frac{3-(L_x/L_y)}{2} \times b \times h$$

$$A_y \geq 0,0006 \times b \times h$$

Avec :  $b = 1 \text{ m}$ .**b) Espacement maximal :**

Les espacements maximaux dans le cas des charges – uniformément – réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

$$St_x \leq \begin{cases} 3h_0 \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_x$$

$$St_y \leq \begin{cases} 4h_0 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_y$$

**c) Ferrailage transversal :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont vérifiées :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.

$$\tau_u \leq \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

**5.2.5 Résultats des Moments dans les plancher****1-Plancher terrasse :****a) Moments isostatiques dans plancher terrasse :**

TABLEAU  
5.2 – Moments isostatiques dans plancher terrasse.

Dalles	Lx [m]	Ly [m]	$\rho$	<b>P=1.35G+1.5Q</b>	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ [t.m]	$M_{0y}$ [t.m]
D1	3.4	4.5	0.73	1.213	0.0685	0.6430	0.905	0.582
D2	3.2	4.5	0.71	1.213	0.0740	0.5850	0.919	0.538
D3	3.8	4.5	0.84	1.213	0.0587	0.5420	1.028	0.557
D4	4.5	4.7	0.96	1.213	0.0430	0.9230	1.056	0.975

**b) Moments de continuité dans plancher terrasse :**

TABLEAU  
5.3 – Moments de continuité dans plancher terrasse.

Dalles	$M_h$ [t.m]	$M_d$ [t.m]	$M_{tr}$ [t.m]	$M_h$ [t.m]	$M_d$ [t.m]	$M_{tr}$ [t.m]
D1	0.2715	0.4524	0.7691	0.2715	0.4524	0.4945
D2	0.2757	0.4596	0.7813	0.2757	0.4596	0.4571
D3	0.3085	0.5141	0.8739	0.3085	0.5141	0.4737
D4	0.5281	0.5281	0.7922	0.5281	0.5281	0.7312

**2-Plancher étage courant :****a) Calcul des moments isostatiques :**

TABLEAU  
5.4 – Moments isostatiques dans plancher étage courant

Dalles	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho$	<b>P=1.35G+1.5Q</b>	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ [t.m]	$M_{0y}$ [t.m]
D1	3.4	4.5	0.73	1.123	0.0685	0.6430	0.838	0.539
D2	3.2	4.5	0.71	1.123	0.0740	0.5850	0.851	0.498
D3	3.8	4.5	0.84	1.123	0.0598	0.5420	0.970	0.526
D4	4.5	4.7	1.00	1.123	0.0430	0.9230	0.978	0.903

b) Calcul des moments de continuité :

-Calcul de Ferrailage longitudinal :

1.Plancher terrasse :

TABLEAU  
5.5 – ferrailage en travée et sur appuis (Sens X-X)

Dalles	M (MN.m)	$\mu_{\max}$	$\alpha$	P	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm)	Adopté
D1	0,00769	0,0293	0,0372	0,134	1,650	1,451	1,642	5T8
D2	0,00781	0,0298	0,0378	0,134	1,676	1,465	1,642	5T8
D3	0,00874	0,0333	0,0424	0,134	1,878	1,380	1,642	5T8
D4	0,00792	0,0302	0,0384	0,134	1,700	1,307	1,642	5T8

TABLEAU  
5.6 – ferrailage en travée et sur appuis (Sens Y-Y)

Dalles	M (MN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm)	Adopté
D1	0,00495	0,0213	0,0269	0,127	1,122	1,28	1,546	5T8
D2	0,00457	0,0197	0,0249	0,127	1,036	1,28	1,546	5T8
D3	0,00474	0,0204	0,0258	0,127	1,074	1,28	1,546	5T8
D4	0,00731	0,0315	0,0400	0,126	0,081	1,28	1,546	5T8

2.Plancher étage courant :

TABLEAU  
5.7 – ferrailage en travée EC (Sens X-X)

Dalles	M (MN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	P	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm)	Adopté
D1	0,00712	0,0272	0,0344	0,134	1,526	1,451	1,642	5T8
D2	0,00723	0,0276	0,0350	0,134	1,550	1,465	1,642	5T8
D3	0,00824	0,0314	0,0400	0,134	1,770	1,380	1,642	5T8
D4	0,00737	0,0280	0,0355	0,134	1,567	1,280	1,642	5T8

TABLEAU  
5.8 – ferrailage en travée EC (Sens Y-Y)

Dalles	M (MN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm)	Adopté
D1	0,00458	0,0197	0,0249	0,127	1,038	1,28	1,546	5T8
D2	0,00423	0,0182	0,0230	0,127	0,959	1,28	1,546	5T8
D3	0,00447	0,0192	0,0235	0,127	1,012	1,28	1,546	5T8
D4	0,00731	0,0315	0,0400	0,126	0,081	1,28	1,546	5T8

**c) Ferrailage sur appuis :**
**1-Plancher terrasse :**

 TABLEAU  
 5.9 – Ferrailage sur appuis sens (X-X)

Dalles	Appuis	$M$ (MN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	Adopté
D1	rive	0,002715	0,0104	0,0130	0,135	0,577	1,451	1,642	5T8
	inter	0,004524	0,0196	0,0248	0,135	0,966	1,451	1,642	5T8
D2	rive	0,002757	0,0105	0,0132	0,135	0,586	1,380	1,642	5T8
	inter	0,004596	0,0199	0,0252	0,135	0,981	1,465	1,642	5T8
D3	rive	0,003085	0,0134	0,0168	0,135	0,656	1,380	1,642	5T8
	inter	0,005141	0,0223	0,0282	0,134	1,099	1,380	1,642	5T8
D4	rive	0,002996	0,0130	0,0163	0,135	0,637	1,422	1,642	5T8
	inter	0,005141	0,0223	0,0282	0,134	1,099	1,380	1,642	5T8

**2-Plancher étage courant :**

 TABLEAU  
 5.10 – Ferrailage sur appuis sens (X-X)

Dalles	Appuis	$M$ (MN.m)	$Z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	Adopté
D1	rive	0.0001159	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
	inter	0.0002397	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
D2	rive	0.0003427	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
	inter	0.0004807	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
D3	rive	0.0003558	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
	inter	0.0004989	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
D4	rive	0.003085	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8
	inter	0.0008016	0.0266	0.126473	0.304	1.28	5T8

**► Vérification à l'effort tranchant :**

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité terrasse .

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Les dispositifs généraux concernant les dalles sont respectés.
- Pas de reprise de bétonnage sur toute la hauteur de la dalle.
- La contrainte tangentielle  $\tau_u$  dans les deux sens vérifie les conditions suivantes :

Avec :

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \begin{cases} V_x = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} \\ V_y = \frac{P_u \cdot L_x}{3} \end{cases}$$

Le tableau suivant présente les contraintes tangentielles calculées :

TABLEAU  
5.11 – Les valeurs des contraintes tangentielles

Dalle	Lx (m)	Ly (m)	Vux (MPa)	Vuy (MPa)	$\tau_x$ (MPa)	$\tau_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
D1	3,4	4,5	0,0164	0,01617	0,12084	0,12304	1,4
D2	3,2	4,5	0,017	0,01617	0,12513	0,12304	1,4
D3	3,8	4,5	0,0175	0,00026	0,12859	0,00203	1,4
D4	4,5	4,7	0,0187	0,0186	0,13773	0,1567	1,4

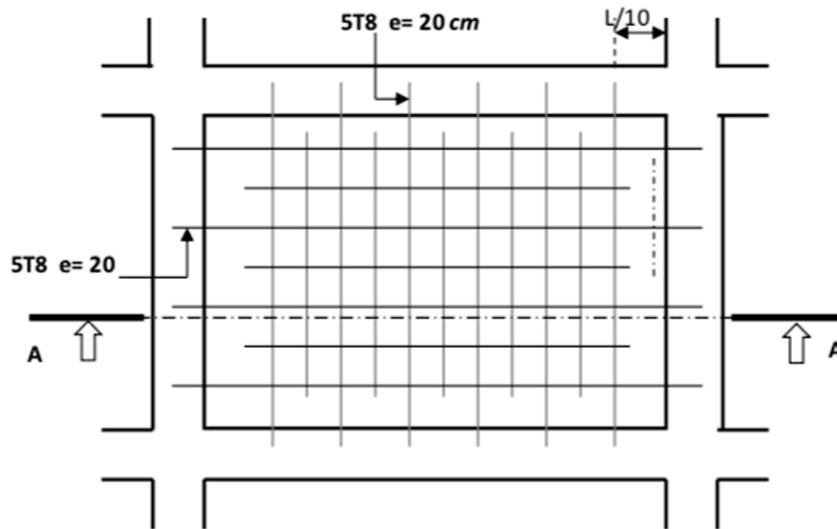
Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1,4 \text{ MPa}$$

**Conclusion :** Aucune armature d'effort tranchant n'est requise donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les schémas de ferrailage des panneaux de dalle sont présentés ci-dessous :

**Travée :**



**Appuis :**

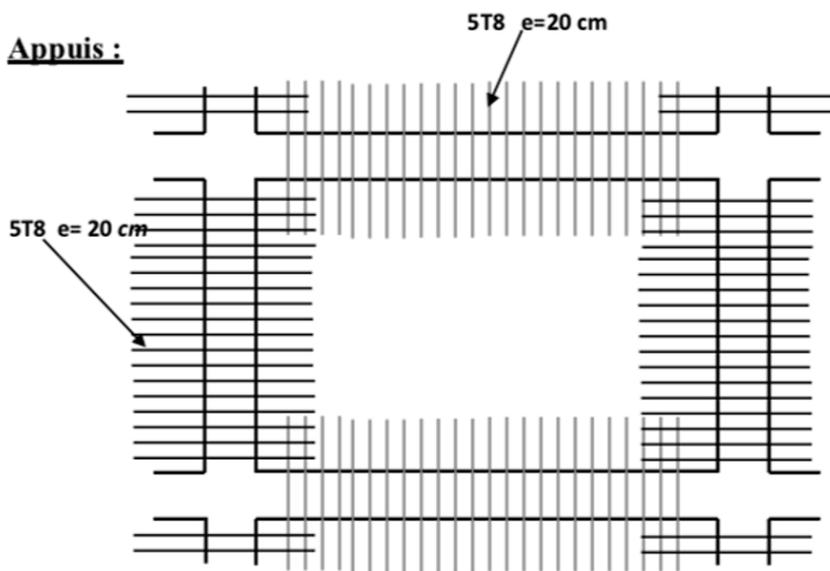


FIGURE 5.2 – Croquis du ferrailage panneau dalle

## 5.3 Escaliers

escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité, et sont des éléments bien protégés dans le bâtiment.

### 5.3.1 Ferrailage de l'escalier

Les escaliers sont considérés comme une poutre simplement appuyée soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

-La fissuration est peu préjudiciable.

-Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU ,en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{palier}} = 571 \text{ kg/m}^2 \\ Q_{\text{palier}} = 250 \text{ kg/m}^2 \\ G_{\text{volée}} = 766,76 \text{ kg/m}^2 \\ Q_{\text{volée}} = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

a) **Combinaison des charges :**

Sur une bande de 1m on a :

$$\text{Palier : } q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot G_{\text{palier}} + 1,5 \cdot Q_{\text{palier}} = 1,145 \text{ t/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{\text{volée}} = 1,35 \cdot G_{\text{volée}} + 1,5 \cdot Q_{\text{volée}} = 1,41 \text{ t/ml}$$

b) **Calcul des Efforts internes :**

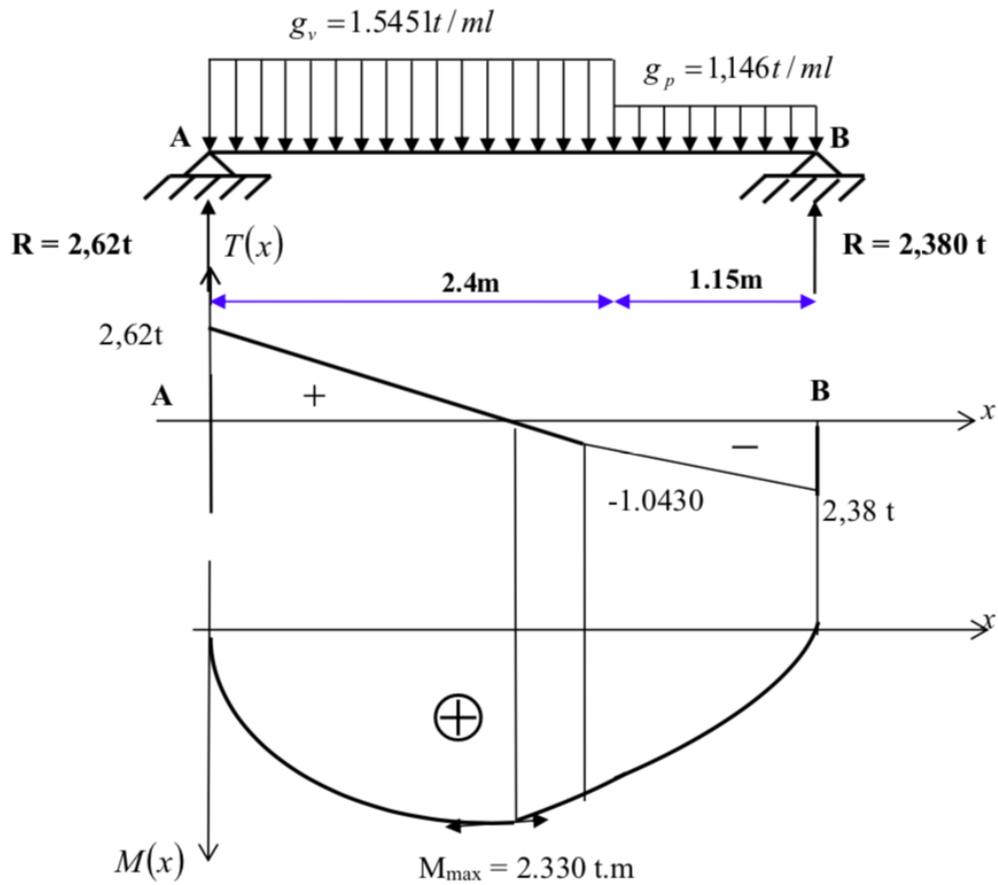


FIGURE 5.3 – Diagrammes des efforts internes

**c) Sollicitations de calcul :**

$$M_{\max} = 2.33 \, t \cdot m$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{appui}} = 1.026 \, t \cdot m$$

$$\text{Travée : } M_{\text{travée}} = 2.907 \, t \cdot m$$

**d) Ferrailage longitudinal :**

$$d = 0,9 \times h = 0,144 \, m$$

Avec :

h(m)	d(m)	$b_0$ (m)	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (Mpa)	$f_{t28}$ (Mpa)	$\sigma_\sigma$ (Mpa)
0,16	0,144	1	30	17	2,4	434,782

► **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = 0,0236 < 0,186 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot A} (A'_G = 0)$$

$$\alpha = 0,0298 \quad \text{et} \quad Z = 0,138 \, m$$

$$A_s = 1,17 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow 5T10 (St = 20 \text{ cm})$$

► **En travée :**

$$M_{\max} = 0,01848 \text{ MN} \cdot m$$

$$\mu_{bu} = 0,063 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A (A'_S = 0)$$

$$\alpha = 0,081 \text{ et } Z = 0,138 \text{ m}$$

$$A_s = 3,11 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow 5T12 (St = 20 \text{ cm})$$

**a) Ferrailage adopté pour armatures longitudinales :**

Voici le tableau présentant le ferrailage adopté pour les armatures de longitudinales :

TABLEAU  
5.12 – Les armatures longitudinales

	As (cm <sup>2</sup> )	As adopté	st (cm)
Appui	3.93	5T10	20
Travée	5.6	5T12	20

**b) Ferrailage adopté pour les armatures de répartition :**

Le tableau ci-dessous présente les détails du ferrailage adopté pour les armatures de répartition :

TABLEAU  
5.13 – Armatures répartition

	Ay (cm <sup>2</sup> )	Ay adopté	st (cm)
Appui	0,785	5T10	20
Travée	1,539	5T10	20

**c) Ferrailage transversal :**

Selon le BAEL 91 (art. A-5-2-2), les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

-Pas de reprise de bétonnage

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,105 \times 10^{-2}}{1 \times 0,144} = 0,215 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1,4 \text{ MPa}$

**Conclusion** : Aucune armature d'effort tranchant n'est requise donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Schéma de ferrailage des escaliers ci-dessous :

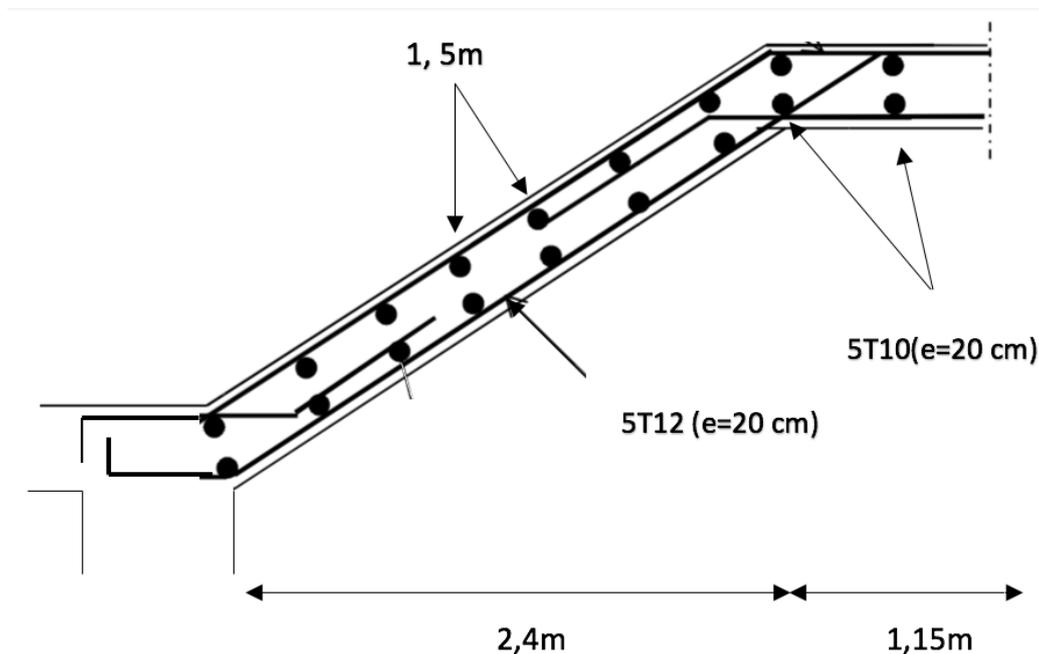


FIGURE 5.4 – Croquis de ferrailage des escaliers

## 5.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries dont la réalisation est indispensable pour la sécurité du personnel et la protection de l'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple sur une bande de 1m linéaire en fissuration peu préjudiciable.

### 5.4.1 Calcul de Ferrailage

#### a) Calcul des Armatures longitudinales

D'après le B.A.E.L article B.5.3.1 pour les éléments secondaires exposés aux intempéries, la section d'acier minimale sera égale à :

$$0,25 \text{ la section du béton} \Rightarrow A = 0,25\% \times B \text{ lorsque } f_{t28} \leq 2,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Dans le cas où : } f_{t28} \geq 2,4 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0,2\% \times B$$

On a :

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 \Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \leq 2,4 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0,2\% \times B$$

On ferraille pour une bande d'un mètre linéaire :

$$B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### b) Calcul des Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T8 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### -Vérification au séisme :

Selon le RPA 99/2003 (Article 6.2.3), l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale «  $F_p$  » due au séisme calculée comme suit :

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

Avec :

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2 et zone III)}$$

$$C_p = 0,3 \text{ (Facteur de force horizontale)}$$

$$W_p = 2110 \text{ kg/m} = 2,110 \text{ KN/m}$$

$$F = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 2,110 \text{ KN/m}$$

$$F = 0,633 \text{ KN/m} < Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m} \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification :  $F < Q$ .....OK.

Schémas de ferrailage :

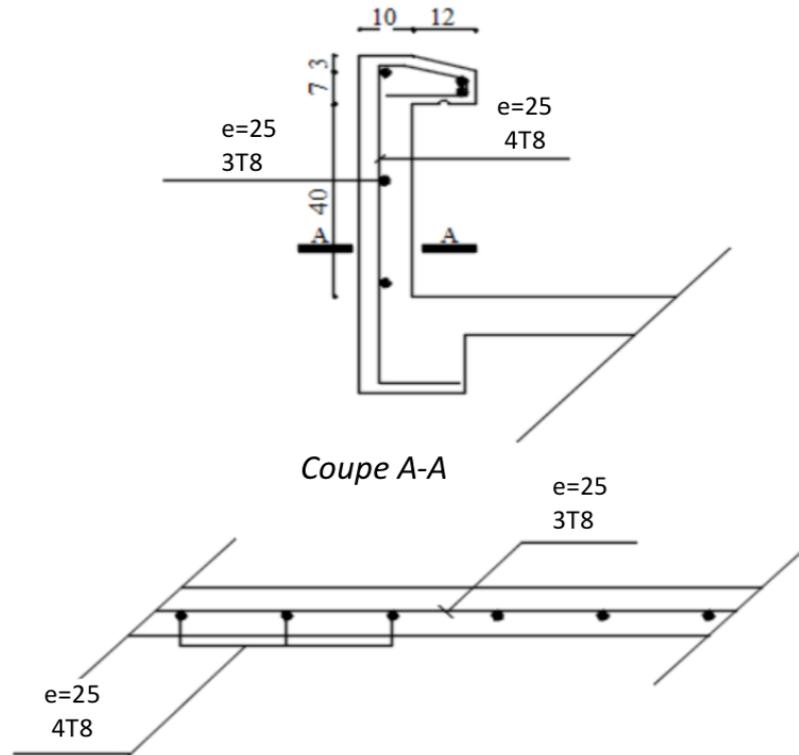
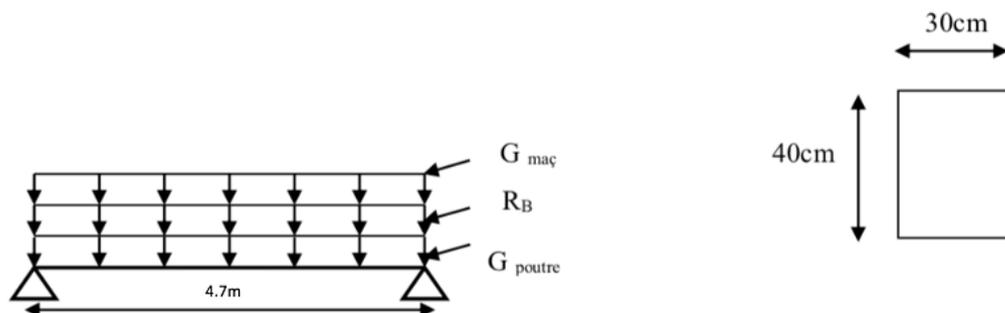


FIGURE 5.5 – Croquis de ferrailage de l'acrotère

## 5.5 Poutre Palière

La poutre palière est prévue pour reprendre la réaction du palier, elle est supposée comme simplement appuyée sur les voiles à ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments. Son ferrailage se fera en flexion simple à l'ELU (fissuration peu nuisible).



$$R_B = 2,8 \text{ t/ml}$$

$$G_{poutre} = 0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3 \text{ t/ml}$$

$$G_{maç} = h_{maç} \times G_{maç} = (1,53 - 0,4) \times 0,299 = 0,3378 \text{ t/ml}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1,35(g_{\text{poutre}} + g_{\text{mac}}) + R_B = 1,35(0,3 + 0,3378) + 2,8 = 3,661 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{umax}} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,683 \text{ t.m}$$

$$V_{\text{umax}} = q_u \times \frac{l}{2} = 8,42 \text{ t}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,3 M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{travee}} = 0,85 M_{\text{max}}$$

Avec :

$$M_{\text{max}} = 9,683 \text{ t.m}$$

- Sur appui :  $M_{\text{appui}} = 2,905 \text{ t.m}$

- Travée :  $M_{\text{travee}} = 8,23 \text{ t.m}$

**Ferrailage longitudinal :**

$$d = 0,9 \times h_p = 0,36 \text{ m}$$

Avec :

$h_p$ (m)	$d$ (m)	$b_0$ (m)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
0,4	0,36	0,3	30	17	2,4	434,782

• **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,905 \times 10^2}{1 \times 0,36^2 \times 17} = 0,0439 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0439}) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,144(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,352 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2,905 \times 10^2}{0,352 \times 434,782} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 3T12$$

• **En travée :**

$$\mu_{bw} = 0,124 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 0,166$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,336 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{8,23 \times 10^2}{0,336 \times 434,782} = 5,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4T14$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 b d f_{t28} / f_{c28} = 1,192 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage adopté :**

	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté
Appui	1,9	3T12
Travée	6,157	4T14

- **Armatures transversales :**

$$V_{u \text{ max}} = 0,0842 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 \times d} = \frac{0,0842}{0,3 \times 0,36} = 0,779 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ min}} = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,779 \text{ MPa} \leq \tau_u = 4 \text{ MPa}$$

**Conclusion :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures d'âmes CBA93 Art A.6.4.2 :**

$$\varphi_t \leq \min \left( \varphi_{t \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \min(1, 2; 1, 14; 3) = 1, 14 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres CBA93 Art A.5.1.2.2 :**

$$7 \text{ cm} \leq St \leq St_{\text{max}}$$

$$\text{Avec : } St_{\text{max}} = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

$$St = \frac{0,9 f_y A_t}{b_0 \gamma_s \tau_u} \Rightarrow St \leq 33,6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$$

- **Condition de % min :**

$$\frac{A_t}{b_0 St} = 1,675 \geq \max \left( \frac{\tau_u / 2}{0,4} \right) = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérfié}$$

- **Prescription RPA99/2003 :**

Le RPA 99/2003 donne des spécifications concernant les poutres qu'il faudrait respecter en zone sismique, ce sont les suivantes :

• **Espacement maximal :**

- Dans la zone nodale :

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

$$S_t \leq \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1, 2 \right)$$

Donc :  $S_t \leq 10$  cm

-Dans la zone courante :

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t \leq 20 \text{ cm}$$

**Conclusion :** Nous prenons le ferrailage de la poutre palière : (4T14 + 3T12) avec des cadres de 8 mm

-**Espacement des barres :**

- En zone courante :  $S_t = 20$  cm

- En zone nodale :  $S_t = 10$  cm

**Croquis de ferrailage de la poutre palière :**

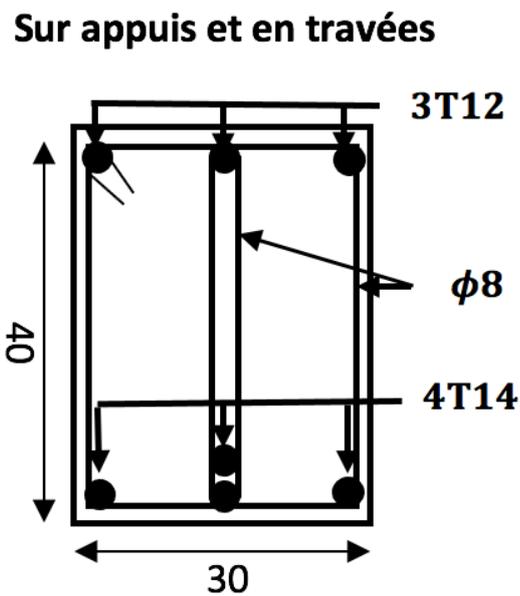


FIGURE 5.6 – Schema de ferrailage de la poutre palière

### 5.5.1 Les balcons

Le balcon est calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable, il est considéré comme console.

Pour une bande de 1m on a les charges suivantes :

- charge permanente :  $G_{pp} = 689 \text{ kg/ml}$
- charge d'exploitation :  $Q = 350 \text{ kg/ml}$
- charge concentrée :  $P = 144 \text{ kg}$

$$M_G = \frac{689 \times 1.2^2}{2} = 496.08 \text{ kg.m}$$

$$M_Q = \frac{350 \times 1.2^2}{2} = 252 \text{ kg.m}$$

$$M_P = P \times L = 144 \times 1.2 = 172.8 \text{ kg.m}$$

#### 1) ELU :

On a :

$$M_U = 1,35 \times (M_G + M_P) + 1,5 \times M_Q$$

$$M_U = 1,281 \text{ t} \cdot \text{m}$$

#### a) Ferrailage longitudinal :

$$b_0 = 1\text{m}; h = 0,16\text{m}; d = 0,9; h = 0,144\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = 0,0363 \rightarrow \mu_{bu} \leq 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_s = 10\%$$

$$A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,46 \text{ et } Z = 0,141 \text{ m}$$

$$A_u = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### b) Ferrailage transversal :

$$V_u = 1,94 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0,1348 \text{ MN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_e}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**2) ELS :**

On a :

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_P + M_Q$$

$$M_{\text{ser}} = 0,92 \text{ t.m}$$

**c) Ferrailage longitudinal :**

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} \quad \alpha_r = 0,556$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,226$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 8,43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ser}} < M_{rb}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,1187 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \cdot \sigma_s} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_s = \max(A_{\text{ELU}}, A_{\text{ser}}, A_{\text{cnf}}) = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ 4T12/ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ 4T8/ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

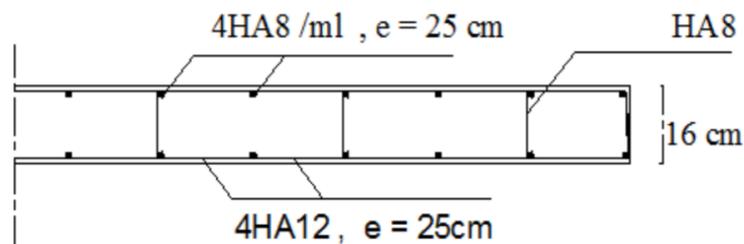


FIGURE 5.7 – Croquis de ferrailage balcon

## 5.6 Conclusion

Le ferrailage des éléments secondaires est une étape essentielle dans le calcul de la structure. Après avoir pré-dimensionné le plancher, le balcon, les escaliers et l'acrotère, nous avons effectué les calculs nécessaires pour leur ferrailage. Ces éléments jouent un rôle crucial dans la stabilité de la construction.

# Chapitre 6

## Étude dynamique et Sismique

# Chapitre 6

## Étude dynamique et Sismique

### 6.1 Introduction

Dans le cadre de ce projet, qui se situe dans une zone de forte sismicité, il est essentiel de procéder à une analyse du comportement dynamique de la structure. Cette analyse a pour objectif d'estimer les valeurs les plus défavorables de la réponse sismique et de dimensionner les éléments de résistance en conséquence, afin d'assurer une sécurité optimale pour l'ensemble du bâtiment et de garantir le confort des occupants.

Pour simplifier et analyser cette problématique complexe, un modèle mathématique basé sur la méthode des éléments finis est couramment utilisé. Le logiciel de calcul employé pour cette analyse est Autodesk Robot Structural Analysis Professional .

### 6.2 Description du logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel avancé de calcul et d'analyse structurelle utilisé par les ingénieurs en génie civil et les concepteurs. Il permet de modéliser, simuler et vérifier la stabilité ainsi que la résistance des structures. Ce logiciel offre une large gamme d'outils pour l'analyse statique et dynamique, ce qui permet de traiter efficacement des structures complexes soumises à différentes charges et conditions.

Voici quelques caractéristiques d'Autodesk Robot Structural Analysis Professional :



- Modélisation avancée
- Analyse sismique
- Méthode des éléments finis
- Compatibilité et intégration

### 6.3 Objectifs et exigences

Les premières exigences lors de la conception d'une structure sont définies par les normes de construction pour des situations non sismiques. À ces normes s'ajoutent celles spécifiques à la

construction de structures en zones sismiques. En effet, la conception parasismique ne se limite pas uniquement au dimensionnement des éléments, mais prend également en compte divers facteurs tels que la rigidité et la dissipation d'énergie.

Pour notre projet particulier, les objectifs sont les suivants :

- Éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique d'une intensité correspondant aux spécifications réglementaires.
- Limiter les dommages aux éléments non structuraux sous l'effet de séismes moins intenses mais plus fréquents, en particulier pour les structures à plusieurs étages dont la stabilité doit être garantie.

### 6.3.1 Modélisation de la structure

La structure étudiée présente une régularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

La figure ci-dessous (Fig.6.1) représente le modèle en 3D de la structure :

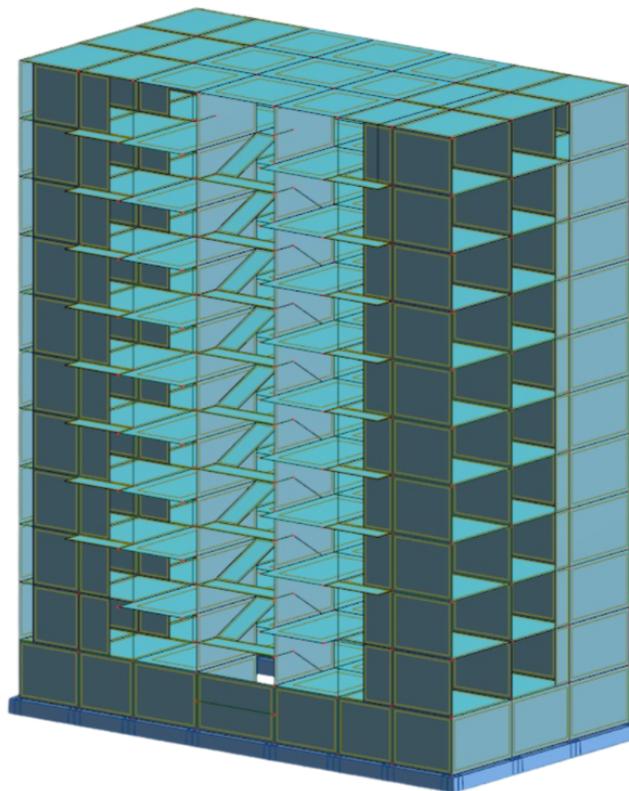


FIGURE 6.1 – Modélisation 3D de la structure

#### 6.3.1.1 Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs essais de disposition des voiles, nous avons retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter une grande excentricité, un mode de torsion au premier et au deuxième mode, et de répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003.

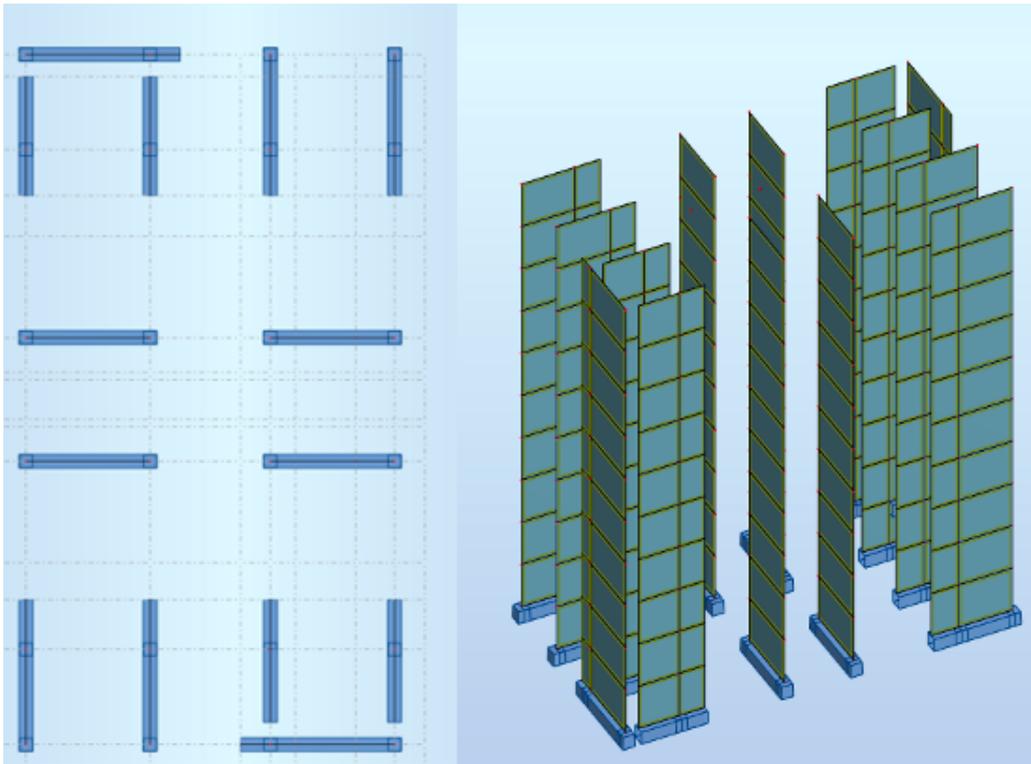


FIGURE 6.2 – Disposition des voiles

### 6.3.2 Périodes de vibration et participation massique

TABLEAU

6.1 – Modes et période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période (sec)	Masse cumulée (%)			Masse modale (%)		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.91	0.51	70.7	0.02	0	70.7	0.02	0
2	2.3	0.43	70.71	68.46	0	0.02	68.44	0
3	2.79	0.35	70.73	68.52	0	0.01	0.06	0
4	3.8	0.26	85.72	68.52	0	15	0.01	0
5	5.56	0.18	85.73	86.12	0	0.01	17.6	0.01
6	6.13	0.16	85.73	86.13	0	0.01	0	0
7	7.13	0.14	92.04	86.13	0.01	6.31	0	0
8	10.89	0.09	92.04	92.77	0.02	0	6.63	0
9	11.14	0.09	95.39	92.77	0.02	3.35	0.01	0
10	11.61	0.09	95.39	92.78	25.19	0.01	25.17	0

La masse modale est atteinte au 7<sup>ème</sup> mode selon x-x et au 8<sup>ème</sup> mode selon y-y, ce qui signifie que les 8 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

Présentation des différents modes de déformation :

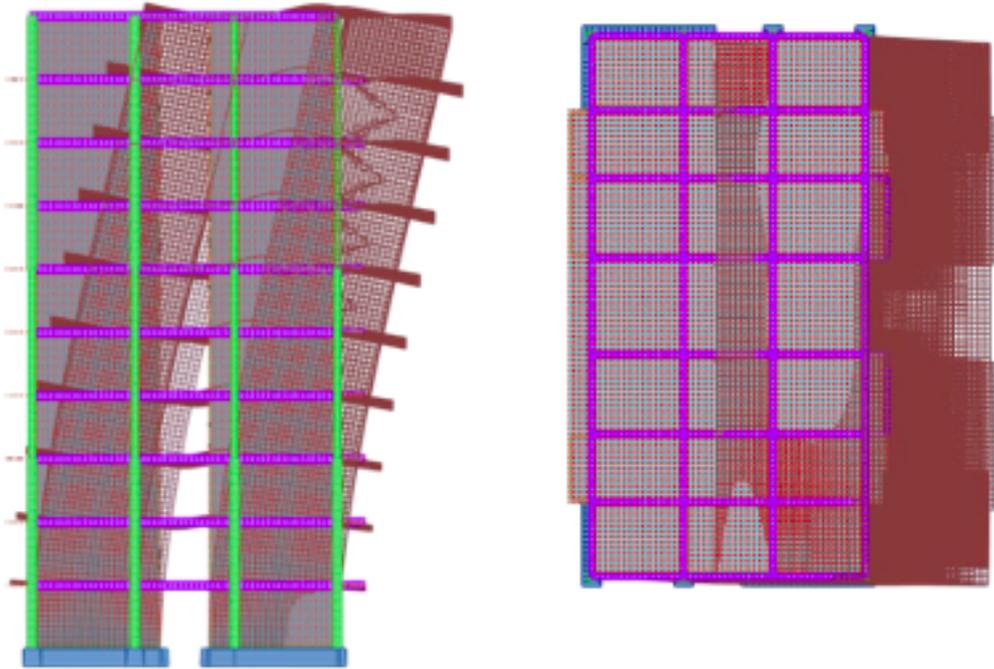


FIGURE 6.3 – 1er mode de translation selon x

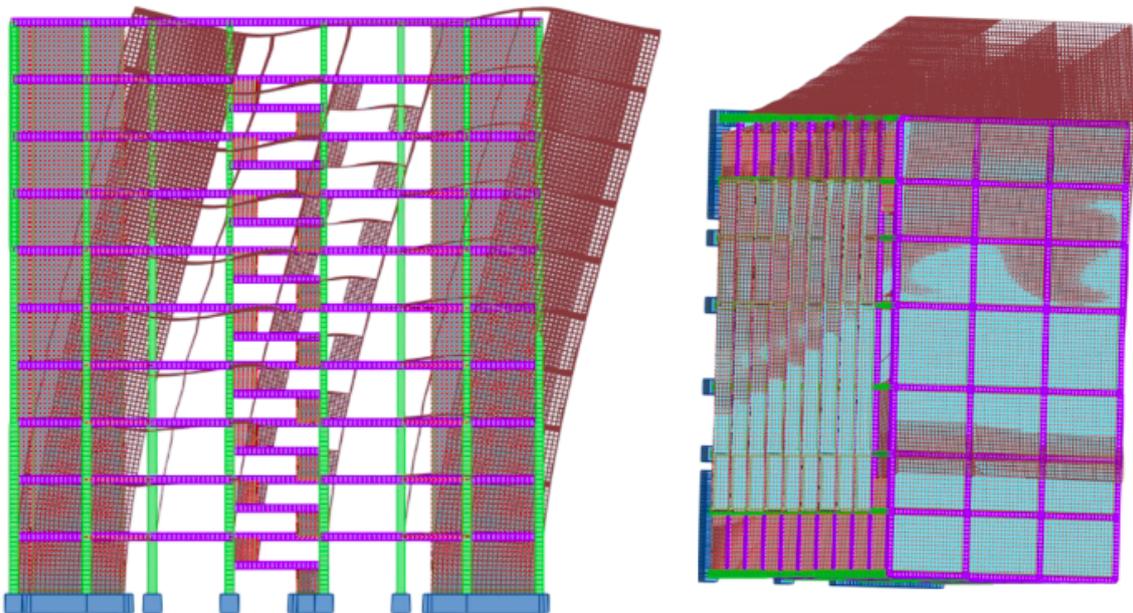


FIGURE 6.4 – 2eme mode de translation selon y

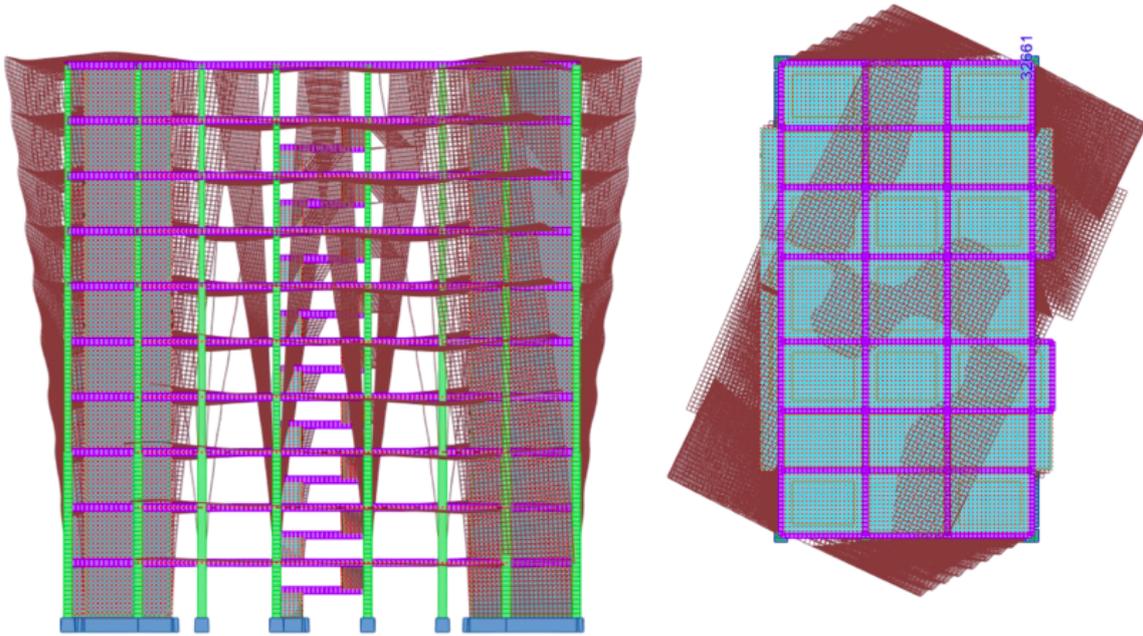


FIGURE 6.5 – 3eme mode de rotation autour z

## 6.4 Méthode de calcul

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts induits par l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approximatives sont utilisées pour déterminer les efforts internes générés dans la structure. Selon le (RPA99/2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

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

### 6.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale

#### 6.4.1.1 Principe de la méthode

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### 6.4.1.2 Hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

- Le calcul doit être effectué séparément dans chacune des directions principales.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90%.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \times (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

RPA99 (Formule 4-13)

Pour notre étude, le spectre de réponse étant intégré dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont mentionnées dans le tableau 6.2

## 6.4.2 Méthode statique équivalente

### 6.4.2.1 Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques.

### 6.4.2.2 Calcul de la force sismique totale RPA99003 (Article 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule donnée par l'article 4.1 du RPA 99/2003 :

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

Les valeurs utilisées pour le calcul de la force sismique totale de notre ouvrage figurent dans le tableau suivant :

TABLEAU  
6.2 – Facteur définissant la force sismique

Facteur	Valeur	Unité	Justification
A	0,25	/	Zone III, groupe 2
$\xi$	10	%	Voile en béton armé
$\eta$	0,764	/	$\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$
R	3,5	/	Voile porteur
$T_1$	0,15	Seconde	Site meubleS <sub>3</sub>
$T_2$	0,40	Seconde	Site meubleS <sub>3</sub>
Q	1,2	/	Voir Tab.6.3

- **Q** : le facteur de qualité de la structure  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{q_i}$

Voici le tableau qui donne les valeurs des pénalités P<sub>q</sub> :

TABLEAU  
6.3 – Valeurs des pénalités  $q$

Critère $q$	Observé	P <sub>q</sub> /xx	Observé	P <sub>q</sub> /yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.00	oui	0.00
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1
<b>Somme</b>				1.2

-**W** : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

-**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{1/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

**-T : La période fondamentale de la structure :**

$$T = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

Avec :  $C_T = 0,05$  ;  $h_N = m$

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

- **Calcul de la Période fondamentale de la structure Sens longitudinal :**  $D = 28,230,6m$

$$T = \min \begin{cases} 0,05 \times 30,6^{3/4} = 0,65 \text{ s} \\ 0,09 \times 30,6 / \sqrt{27,9} = 0,521 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0,521 \text{ s}$$

- **Calcul de la Période fondamentale de la structure Sens transversal :**  $D = 14,7m$

$$T = \min \begin{cases} 0,05 \times 30,6^{3/4} = 0,65 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{30,6}{\sqrt{14,7}} = 0,71 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0,65 \text{ s}$$

D'où :

$$T_x = 0,521 \text{ s}; \quad T_y = 0,65 \text{ s}$$

Donc :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,521 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,780$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,65 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,68$$

**a) Calcul de la force sismique  $V_x$  :**

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,2 \times 1,78}{3,5} \times 3325,52 \times 9,81 = 5184,822 \text{ kN}$$

**b) Calcul de la force sismique  $V_y$  :**

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,2 \times 1,68}{3,5} \times 3325,52 \times 9,81 = 4893,50 \text{ kN}$$

### 6.4.3 Efforts tranchants (V) par niveaux issus de la modélisation

TABLEAU  
6.4 – Efforts tranchants (V) par niveaux

Niveaux	Hauteur (h)	Vx (kN)	Vy (kN)
R.D.C	3,06	4645,68	4378,34
1	3,06	4388,88	4495,14
2	3,06	4267,85	2365,79
3	3,06	4088,97	4176,01
4	3,06	3869,21	3981,71
5	3,06	3612,12	3653,05
6	3,06	3312,62	3321,19
7	3,06	2955,55	2935,08
8	3,06	2527,27	2466,43
9	3,06	1363,63	1383,21

### 6.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{dyn}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{st}}$ .

C-à-d :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

TABLEAU  
6.5 – Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	Vst[kN]	0.8Vst [kN]	Vd [kN]	Observation
Sens X	5184,822	4628,65	4645,68	Condition vérifiée
Sens Y	4893,50	4368,62	4378,34	Condition vérifiée

### 6.4.5 Justification vis-à-vis la sollicitation normale

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} > 0.3$$

Avec :

- $N_d$  : Effort normal de calcul
- $B_c$  : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le prédimensionnement défini précédemment.

**Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans ce tableau :**

TABLEAU  
6.6 – Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.

Niveau du poteau	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	$v \leq 0.3$	Observation
RDC	1286.13	(45 x 45)	30	0.21	C.V
1 <sup>er</sup> étage	1028.06	(45 x 45)	30	0.17	C.V
2 <sup>ème</sup> étage	973.35	(45 x 45)	30	0.16	C.V
3 <sup>ème</sup> étage	706.21	(40 x 40)	30	0.15	C.V
4 <sup>ème</sup> étage	505.45	(40 x 40)	30	0.12	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	323.99	(40 x 40)	25	0.12	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	549.75	(40 x 40)	30	0.10	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	389.15	(35 x 35)	30	0.10	C.V
8 <sup>ème</sup> étage	234.41	(35 x 35)	30	0.05	C.V
9 <sup>ème</sup> étage	82.73	(35 x 35)	30	0.03	C.V

## 6.5 Vérification des déplacements

### 6.5.1 Justification des déformations

Selon l'article 4.4.3 du RPA99/2003, le déplacement horizontal  $\delta_k$  à chaque niveau "k" de la structure est calculé suivant la formule suivante :

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

où  $\delta_{ek}$  représente le déplacement dû aux forces sismiques et  $R$  est le coefficient de comportement.

Selon le RPA2003 (Art. 4.4.3), le déplacement relatif  $\Delta_k$  d'un niveau "k" par rapport à un niveau "k-1" est donné par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour la justification du déplacement relatif horizontal d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, nous nous référons à l'article 5-10 du RPA99/2003 qui limite ce déplacement à 1,0% de la hauteur d'étage.

$h_e$  : Hauteur d'étage,  $h_e = 3,06$  m

$$\overline{\Delta_k} = 0,01 \times h_e = 0,0306 \text{ m} = 3,06 \text{ cm}$$

TABLEAU  
6.7 – Vérification des déplacements horizontaux sens y-y

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0.1	0.5	0	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
1	0.1	0.5	0.5	0	306.0	<b>0</b>	vérifiée
2	0.2	1	0.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
3	0.3	1.5	1	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
4	0.5	2.5	1.5	1	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
5	0.6	3	2.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
6	0.7	3.5	3	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
7	0.8	4	3.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
8	0.9	4.5	4	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
9	1	5	4.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée

TABLEAU  
6.8 – Vérification des déplacements horizontaux sens x-x

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0.1	0.5	0	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
1	0.2	1.0	0.5	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
2	0.4	2.0	1.0	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
3	0.6	3.0	2.0	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
4	0.8	4.0	3.0	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
5	1.0	5.0	4.0	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
6	1.1	5.5	5.0	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
7	1.3	6.5	5.5	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
8	1.4	7.0	6.5	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
9	1.5	7.5	7.0	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée

#### 6.5.1.1 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ :

Les effets du 2<sup>e</sup> ordre « effet P- » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition est satisfaite à tous les niveaux selon l'Article 5.9 du RPA :

$$\theta = \frac{W_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- $W_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.
- $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau  $k$ .
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$ .
- $h_k$  : Hauteur de l'étage  $k$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLEAU  
6.9 – Vérification de l'effet  $P - \Delta$

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (kN)	Sens x-x				Sens y-y			
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (kN)	$\theta_k$	Observation	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (kN)	$\theta_k$	Observation
RDC	366	40125.52	0.5	1949.5	<b>0.025</b>	vérifiée	0.5	2332.9	<b>0.021</b>	vérifiée
1	306	33863.22	0.5	1861.5	<b>0.029</b>	vérifiée	0	2246.7	<b>0</b>	vérifiée
2	306	29148.07	1	1756.2	<b>0.054</b>	vérifiée	0.5	2121.5	<b>0.022</b>	vérifiée
3	306	24935.98	1	1637.6	<b>0.049</b>	vérifiée	0.5	1980.3	<b>0.020</b>	vérifiée
4	306	20931.67	1	1484.2	<b>0.044</b>	vérifiée	0.5	1816.5	<b>0.037</b>	vérifiée
5	306	17124.24	1	1318.3	<b>0.039</b>	vérifiée	0.5	1611.2	<b>0.017</b>	vérifiée
6	306	13419.46	1	1124.9	<b>0.036</b>	vérifiée	0.5	1374.7	<b>0.014</b>	vérifiée
7	306	9768.05	1	902.62	<b>0.032</b>	vérifiée	0.5	1088	<b>0.014</b>	vérifiée
8	306	6249.08	0.5	655.89	<b>0.015</b>	vérifiée	0.5	807.01	<b>0.012</b>	vérifiée
9	306	2863.24	0.5	434.11	<b>0.010</b>	vérifiée	0.5	458.61	<b>0.010</b>	vérifiée

## 6.6 Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les vérifications de l'étude dynamique, incluant la vérification de la période, le comportement de la structure, l'effort normal réduit, et l'effet P-delta, sont satisfaites.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, nous avons pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique conformément au RPA99/2003.

## Chapitre 7

### Étude des éléments structuraux

# Chapitre 7

## Étude des éléments structuraux

### 7.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments portiques (poteaux-poutres) et les voiles.

Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après un séisme. Cependant, ils doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous types de sollicitations.

### 7.2 Ferrailage des poutres

On distingue deux types de poutres :

- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles,
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

► **Recommandation du RPA99/2003 :**

1) **Le pourcentage minimal est de :**

$$0.5\% b \times h \text{ en toute section}$$

2) Le pourcentage maximale est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

3) La longueur minimale de recouvrement est de :

50 $\varphi$  en zone III.

moments fléchissants pour les poutres principales :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU

7.1 – Récapitulatif des moments fléchissants pour les poutres principales.

Plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)
Terrasse	-91.37	57.23	-75.18	41.06	-98.45	48.24
Etage courant	-122.71	81.08	84.12	46.85	-102.31	54.55

### 7.2.1 Exemple de calcul

1). Methode de calcul des armatures longitudinales a l'ELU (flexion simple) :

a- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.081}{0.3 \cdot 0.362^2 \cdot 17} = 0.133 < 0.186 \implies \text{Pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$\varepsilon_s = 10\% \implies \sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.177$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.336 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0.081}{0.338 \cdot 434.78} \cdot 10^4 = 6.2 \text{ cm}^2$$

b- Sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.122}{0.3 \cdot 0.336^2 \cdot 17} = 0.18 < 0.186 \implies \text{Pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$\varepsilon_s = 10\% \implies \sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.25$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0.122}{0.327 \cdot 434.78} \cdot 10^4 = 9.4 \text{ cm}^2$$

► **ELA :**

On a :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 22.17 \text{ MPa}$

TABLEAU

7.2 – Calcul des armatures longitudinales des poutres principales à l'ELA.

	M (Kn.m)	$\mu$	Pivot	Au'	$\alpha$	Aa (cm <sup>2</sup> )
En Travée	54.55	0.066	A	0	0.085	4.09
En Appui	-102.31	0.132	A	0	0.178	8.34

► **Section d'armature :**

$$A_{st} = \max(A_u; A_a) = \max(9.79; 8.34) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.79 \text{ cm}^2 \quad \text{donc : } 3T16 + 3T14 \quad \Rightarrow \quad A = 10.65 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

Avec :

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 0.4 \times 0.9 \times 0.3 = 1.19 \text{ cm}^2$$

-En travée :  $8.01 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

-Sur appui :  $10.65 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

► **À l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

a-En travée :

$$M_u = 81.08 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_s = 75.17 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{81.08}{75.17} = 1.08$$

$$\Rightarrow \frac{1.08-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.29$$

$$\alpha = 0.159 \leq 0.29 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b-Sur appui :**

$$M_u = 122.71 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_s = 86.83 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{122.71}{86.83} = 1.41$$

$$\Rightarrow \frac{1.41-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.455$$

$$\alpha = 0.25 \leq 0.455 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ . L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

► **Vérification au cisaillement :**

$$V_{max} = 165.97 \text{ kN}$$

### 7.2.1.1 Section d'armature minimale

Selon l'Rpa99v2003 :

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h$$

$$A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Pour résumer les calculs on a :

- **En travée :**

$$A_{st} = \max(A_u; A_a) = \max(6.2; 4.09) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.2 \text{ cm}^2 \quad \text{donc :}$$

$$3T14 + 3T12 \quad \Rightarrow \quad A = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0,23 b d \frac{f_{y28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :}$$

- $A_{s\min} = \frac{0,5}{100} b h = \frac{0,5}{100} \times 1200 = 6 \text{ cm}^2$
- $A_{s\max} = 4\% b h = 48 \text{ cm}^2$  en zone courante.
- $A_{s\max} = 6\% b h = 72 \text{ cm}^2$  en zone de recouvrement.

► **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Conformément au BAEL91, la contrainte tangentielle maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites pour des fissuration peu préjudiciables, doit vérifier la condition suivante :

$$V_{u\max} = 165,97 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{165,97 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,38 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► **Écartement maximal admissible :**

L'écartement entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

► Selon le BAEL91 :

$$St \leq \min(0,9d = 0,9 \times 40 = 36\text{cm}; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 36\text{cm}$$

Prescriptions du RPA/2003 (art 7.5.2.2) : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale :  $St = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_{\min}\right) \Rightarrow St = 10\text{cm}$
  - En zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St = 15\text{cm}$
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot St \cdot b \Rightarrow \begin{cases} \text{Zone Nodale} = 0,9\text{cm}^2 \\ \text{Zone En dehors} = 1,35\text{cm}^2 \end{cases}$$

Un cadre et un étrier de diamètre T8 et donc  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

TABLEAU  
7.3 – Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Plancher	A min (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		A socotec (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui		φ	St	
			A choisie	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adopter (cm <sup>2</sup> )		(Zone nodale)	(Zone courante)
Terrasse	6.75	5.08/7,27	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01	8	10	15
Étage courant	6.75	6.26/9.79	3T14+3T12	8.01	3T16+3T14	10.65	8	10	15

### 7.2.1.2 Croquis de ferrailage des poutres

Un choix unique de diamètres d'armatures longitudinales, satisfaisant l'ensemble des résultats obtenus, sera adopté pour toutes les poutres de la structure.

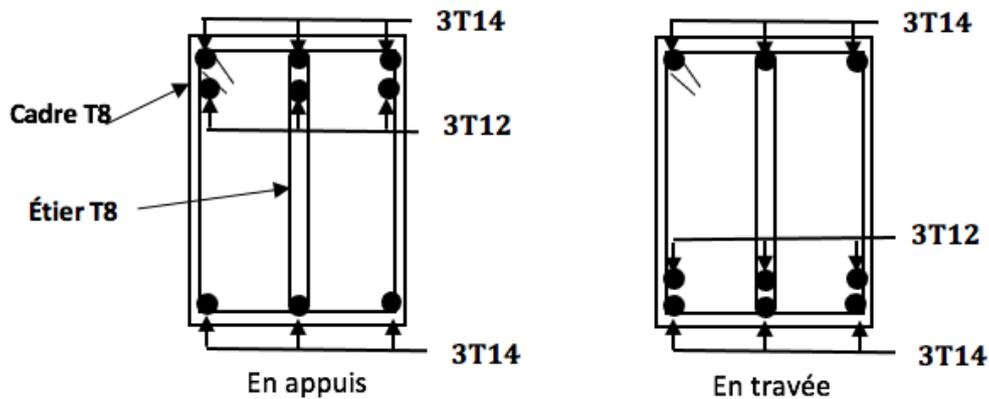


FIGURE 7.1 – Schema de ferrailage des poutres

## 7.3 Ferrailage des poteaux

### 7.3.1 Exemple de calcul du ferrailage

#### 7.3.1.1 Calcul de ferrailage longitudinal

Règles de dimensionnement des armatures longitudinales selon le RPA99/2003.art7.4.2 :

Selon le RPA99/2003(art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimal est de :  $A_s = 0.9\% b \cdot h$  en zone III.
- Le pourcentage maximal est de :
  - o  $A_s = 3\% b \cdot h$  en zone courante.
  - o  $A_s = 6\% b \cdot h$  en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_l$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

#### ► ELU :

$$N_{\max} = 1907.08 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 8.374 \text{ KN.m}$$

$$S = (45 \times 45) \text{ m}^2$$

$$B = 0.45 \text{ m}, h = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.1 \times 45 = 4.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8.374}{1907.08} = 0.0036 \text{ m} = 0.4 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 18.40 \text{ cm} \quad M_a = N_u \cdot e_a$$

$$M_a = 1907.08 \times 10^{-3} \times 0.184 = 0.35 \text{ MN.m}$$

• **Vérification des conditions :**

$$b = N_u(d - d') - M_a$$

$$b = 1907.08 \times 10^{-3}(0.405 - 0.045) - 0.322 = 0.33$$

$$a = (0.337h - 0.81d')bhf_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045)0.45^2 \times 17 = 0.4$$

Donc :  $a > b$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_{bc} d^2 b} = \frac{0.35}{17 \times 0.405^2 \times 0.45} = 0.278 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.376$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.344$$

$$A_u = \frac{1}{\delta_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{434.78} \left( \frac{0.35}{0.494} - 1.907 \right) = -0.0028 \text{ m}^2$$

$$A_u = -28 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_u = 0$$

► **ELA :**

$$M_{\max} = 81.33 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 499.1 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{81.33}{499.1} = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 34 \text{ cm} \quad M_a = N_u \cdot e_a$$

$$M_a = 499.1 \times 10^{-3} \times 0.34 = 0.169 \text{ MN.m}$$

• **Vérification des conditions :**

$$b = N_u(d - d') - M_a$$

$$b = 499.1 \times 10^{-3}(0.405 - 0.045) - 0.169 = 0.106$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 0.45^2 \times 22.17 = 0.5$$

Donc :  $a > b$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_{bc} d^2 b} = 0.1 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.131$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.41$$

$$A_u = \frac{1}{\delta_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N_a \right)$$

$$A_u = \frac{1}{500} \left( \frac{0.081}{0.41} - 0.49 \right) = -0.001521 \text{ m}^2$$

$$A_u = -5.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A_u = 0$$

On constate que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est nulle en raison de la sollicitation de compression simple exercée sur les poteaux. Par conséquent, le calcul du ferrailage sera effectué en utilisant le logiciel Robot d'une part, et en se référant à la section minimale exigée par le RPA99/2003 d'autre part.

TABLEAU  
7.4 – Ferrailage des poteaux longitudinaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Section Robot (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal	
				Choix	Section (cm <sup>2</sup> )
Zone I	(45 × 45)	16.20	19.16	4T16+8T14	20.35
Zone II	(40 × 40)	12.80	15.78	12T14	18.46
Zone III	(35 × 35)	9.80	12.16	8T14	12.31

### 7.3.1.2 Vérification au cisaillement

-On prend l'effort tranchant max pour tous les poteaux :

$$V_{\max} = 0.140 \text{ MN}$$

-Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_d d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$V_u$  : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

$b_0$  : La largeur de la section étudiée.

$d$  : La hauteur utile.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{140.34 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Diamètre :  $\Phi_t$**

Le règlement impose les conditions suivantes :

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{t\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

- **Section d'armature longitudinale RPA99/2003 :**

$$A_{s2} = A_{s,\min} = 0.9\% B = 0.9\% \times 45 \times 45 = 18.225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{final}} = \max(A_{s1}, A_{s2}) = 18.225 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{final}} = 18.225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 3\% B = 60.75 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante}$$

$$A_{s,\max} = 6\%B = 121.5 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone recouvrement}$$

$$\text{On opte : } A_{s,\text{final}} = 18.225 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Selon CBA93 le diamètre des armatures transversales est déterminé par la relation suivante :

$$\phi_s \leq \min\left(\frac{h_n}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_s \leq \min(12\text{mm}, 12.86\text{mm}, 45\text{mm}) = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad \phi_s \leq 12\text{mm}$$

$$S_{\max} \leq \min(0.9d, 0.9 * 45 = 36.45\text{cm}, 40\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad S_{\max} \leq 36.45\text{cm}$$

Pour permettre une bonne mise en place du béton (passage de vibreur)  $S_{\min} \geq 7\text{cm}$

- **Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.2) :**

$$A_s \geq \frac{A_{s1}}{S_t} \geq \frac{2\phi V_s}{h_1 f_c}$$

- En zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq \min\left(\frac{h_n}{2}, \frac{h_n}{2}, 10\phi_{\min}\right) = 16\text{cm}$

On opte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :

$$\lambda_g = l/a = \frac{0.70 \times 0.65 - 4.76 \times 5}{\epsilon} \pi_a = 3,75$$

$$A_s \geq \frac{2\phi V_s}{h_1 f_c} = \frac{3.75 \times 0.0104 \times 0.010}{0.45 * 500} = 0.173\text{cm}^2$$

### 7.3.2 Croquis de ferrailage poteau

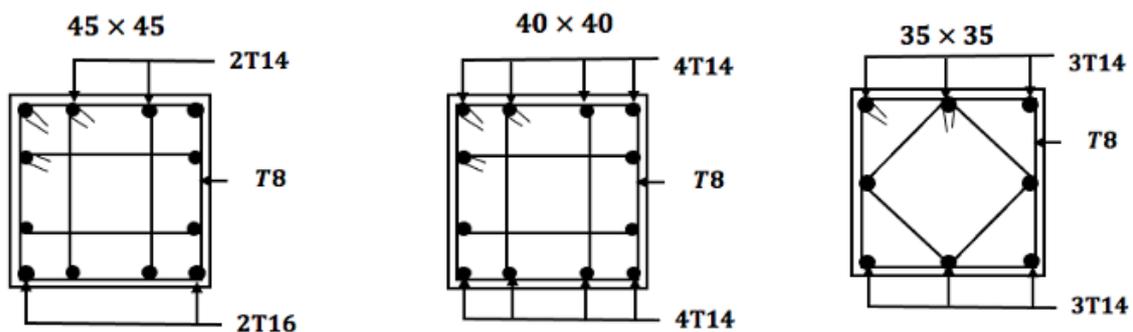


FIGURE 7.2 – Schema de ferrailage poteaux

## 7.4 Etude des voiles

Les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile, la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

-Moments fléchissants et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.

-Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation.

Donc, ils sont calculés en flexion composée et en compression centrée, avec un effort tranchant ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Écrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode, il faut mettre des armatures transversales, en satisfaisant certaines conditions imposées par le RPA99/2003.

La figure ci-dessous présente l'identification des voiles de notre structure, illustrant leurs emplacements et numérotations spécifiques.

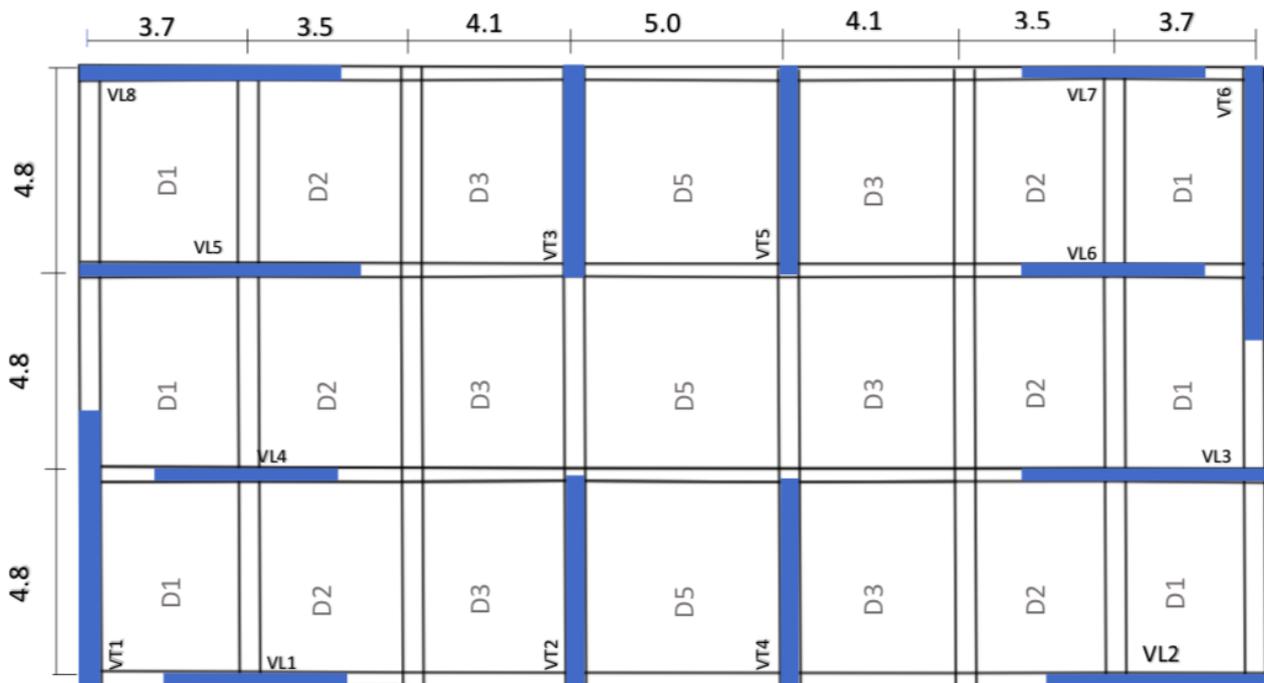


FIGURE 7.3 – Identification des voiles

## 7.5 Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est « méthode de Navier » dite aussi « méthode des contraintes » (la formule classique de la R.D.M)

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

- $N$  : effort normal appliqué ;
- $M$  : moment fléchissant appliqué ;

- $A$  : section du voile ;
- $v$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- $I$  : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

$(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}) > 0 \rightarrow$  Section entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum ( $A_c$ ) exigé par le RPA99/2003.

**2<sup>ème</sup> cas :**

$(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}) < 0 \rightarrow$  Section entièrement tendue.

On calcule le volume des contraintes de traction par :

$$F_t = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e$$

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

$(\sigma_{\max}, \sigma_{\min})$  sont de signes différents  $\rightarrow$  Section partiellement comprimée (PC).

On calcule le volume des contraintes de traction par :

$$F_t = \frac{\sigma_m}{2} \times d \times e$$

### 7.5.1 Exemple de calcul

► **Caractéristiques du voile :**

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$l = 6.2 \text{ m}$$

$$v' = \frac{l}{2} = \frac{6.2}{2} = 3.1 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot l^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 6.2^3}{12} = 3.97 \text{ m}^4$$

$$A = e \cdot l = 0.2 \cdot 6.2 = 1.24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{3329.55}{1.24} + \frac{19789.24 \cdot 3.1}{3.97} = 28.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{3329.55}{1.24} - \frac{19789.24 \cdot 3.1}{3.97} = -12.76 \text{ MPa}$$

Comme  $(\sigma_{\max}, \sigma_{\min})$  sont de signes différents. Donc, la section est partiellement comprimée.

► **Détermination de la bande verticale :**

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur « d » selon l'article 7.7.4 du RPA99/2003, la découpage du diagramme des contraintes de cette dernière est donné par la formule suivante :

$$d \leq \min \left( \frac{h}{2}, \frac{2l_1}{3} \right) \text{ Avec :}$$

- $h$  : hauteur entre nus de planchers.
- $l_c$  : longueur de la zone comprimée.

On a :

$$\frac{\sigma_{\max}}{l_c} = \frac{\sigma_{\min}}{l-l_c} \Rightarrow l_t = \frac{\sigma_{\max} \times l}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \Rightarrow l_t = 3.63 \text{ m}$$

$l_t$  : longueur de la zone tendue

$$l = l_c + l_t \Rightarrow l_c = l - l_t = 6.2 - 4.8 \Rightarrow l_c = 2.5 \text{ m}$$

• **Armature verticale :**

$$N_t = \frac{\sigma_t}{2} \times e \times l_t = \frac{281.3}{2} \times 0.20 \times 3.63 = 102.11 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} = \frac{658.11}{500} = 20.4 \text{ cm}^2$$

• **Vérification vis-à-vis RPA99/V2003 :**

Selon l'article 7.7.4.1 du RPA99/2003 Le pourcentage minimum d'armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 c'est-à-dire :

$$A_s > A_{\min, \text{RPA}} = 0.2\% \times l_t \times e = 14.5 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/2003 exige dans l'article 7.7.4.3 que le diamètre des barres verticales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Rightarrow \phi_v \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

Et selon l'article 7.7.4.1 de RPA99/2003, à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

La figure suivante illustre la disposition verticale des armatures dans les voiles :

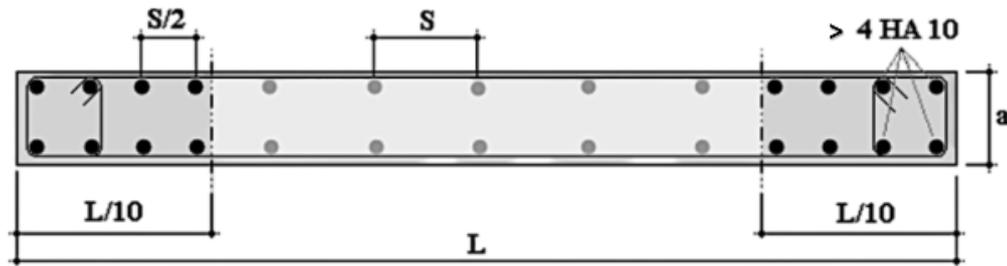


FIGURE 7.4 – Disposition verticale des armatures dans les voiles

### • Vérification au cisaillement

D'après l'article 7.7.2 de RPA99/2003, il faut vérifier la contrainte de cisaillement dans le béton par la formule suivante :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d}$$

Avec :

- $V = 1.4 V_u$
- $b$  : épaisseur du voile
- $d$  : hauteur utile =  $0.9l$
- $h$  : hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 2356.266}{0.2 \times (0.9 \times 6.2)} \Rightarrow \tau_b = 2.9 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

### • Armatures horizontales

D'après l'article 7.7.4.3 de RPA99/2003,

#### ► Le pourcentage minimum :

$$A_h \geq 0.15\% \times e \times l = \frac{0.15}{100} \times 20 \times 620 = 18.6 \text{ cm}^2$$

De ce fait, pour tout le voile, on arrive à :

#### ► Espacement

$$S_t \leq S_{t \text{ max}} = \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

#### ► Nombre d'épingles

Selon l'article 7.7.4.3 de RPA99/2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

$$n = 4 \times 0.2 \times 6.2 = 8.16$$

Le ferrailage des voiles de la Zone I a été calculé. Pour les voiles des niveaux supérieurs, les calculs sont effectués en suivant les mêmes étapes mentionnées ci-dessus. Les sections d'armatures sont ensuite vérifiées par rapport à la section minimale définie par le RPA. Si la section calculée est supérieure à la section minimale du RPA, elle est adoptée.

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

TABLEAU  
7.5 – Sollicitation et ferrailage des voiles

Voiles	$e$ (cm)	$l$ (cm)	$N$ (kN)	$M$ (kN.m)	$A_{s,totale}$ (cm <sup>2</sup> )
VL1,VL7	20	5.20	26850	12386.1	48.40
VL2,VL8	20	6.00	32872.6	13563.9	59.11
VL3,VL5	20	6.20	37840.3	26247.8	43.2
VL4,VL6	20	5.20	26850	12386.1	46.40
VT1,VT6	20	5.80	39840	16294.8	56.13
VT2,VT5	20	4.80	37843.9	26247.8	36.81
VT3,VT4	20	4.80	37840.3	26247.8	36.81

TABLEAU  
7.6 – Ferrailage vertical des voiles et espacement adoptés

Voiles	$A_{min,RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adoptée	Espacement [cm]	
			Zone nodale	Zone courante
VL1,VL7	38.40	50.27	15	30
VL2,VL8	46.11	48.25	15	30
VL3,VL5	56.3	56.3	15	30
VL4,VL6	38.40	39,27	15	30
VT1,VT6	43.14	44.3	15	30
VT2,VT5	37.42	39.27	15	30
VT3,VT4	37.42	39.27	15	30

TABLEAU  
7.7 – Vérification au cisaillement

Voiles	$e$ [cm]	$l$ [m]	$V$ [kN]	$\tau_b$ [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	Observation
VL1,VL7	20	5.2	2446.72	2.00	5.00	Condition vérifiée
VL2,VL8	20	6.00	-1443.94	1.84	5.00	Condition vérifiée
VL3,VL5	20	6.20	791.07	1.70	5.00	Condition vérifiée
VL4,VL6	20	5.20	808.96	1.45	5.00	Condition vérifiée
VT1,VT6	20	5.80	2446.72	2.00	5.00	Condition vérifiée
VT2,VT5	20	4.80	2446.72	2.00	5.00	Condition vérifiée
VT3,VT4	20	4.80	2446.72	2.00	5.00	Condition vérifiée

## 7.6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle crucial dans la résistance et la transmission des sollicitations, nécessitant un dimensionnement et un armement adéquats. La détermination du ferrailage des éléments principaux a intégré les résultats des logiciels de calcul ainsi que les exigences minimales définies par les règles parasismiques algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003 sont souvent plus importantes que celles fournies par les logiciels, privilégiant ainsi la sécurité par rapport à l'économie.

# Chapitre 8

## Étude De l'infrastructure

# Chapitre 8

## Étude De l'infrastructure

### 8.1 Introduction

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage responsable de la transmission des charges de la superstructure au sol. Elles le font soit directement, comme dans le cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres structures, comme les semelles sur pieux. Elles ont deux fonctions essentielles :

- Supporter les charges et surcharges de la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage.

L'étude des fondations prend en compte trois préoccupations principales pour assurer un transfert et une répartition adéquats des charges au sol, en tenant compte de la nature et des caractéristiques mécaniques du terrain :

- L'implantation des fondations, qui dépend de la nature des sols, des constructions voisines, des risques d'affouillements et d'érosion dus à l'eau, des défauts cachés du terrain, des ouvrages existants en sous-sol, ainsi que du type de construction et de la disposition des points d'appui ;
- La résistance du sol sur lequel les charges sont reportées, garantissant que les fondations sont à l'abri des ruptures ;
- Le tassement et la déformation du sol, qui doivent rester dans des limites acceptables afin de prévenir les désordres pouvant gêner l'exploitation de la construction ou compromettre sa stabilité.

L'infrastructure constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 8.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **0.2 Mpa**.

### 8.2.1 Calcul des semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte.

La vérification à faire est :

$$N/s \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

- $N$  : Effort normal agissant sur la semelle, obtenu à l'aide du logiciel ROBOT.
- $S$  : Surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on prend la semelle la plus sollicitée d'un effort  $N$  comme le montre la figure suivante :

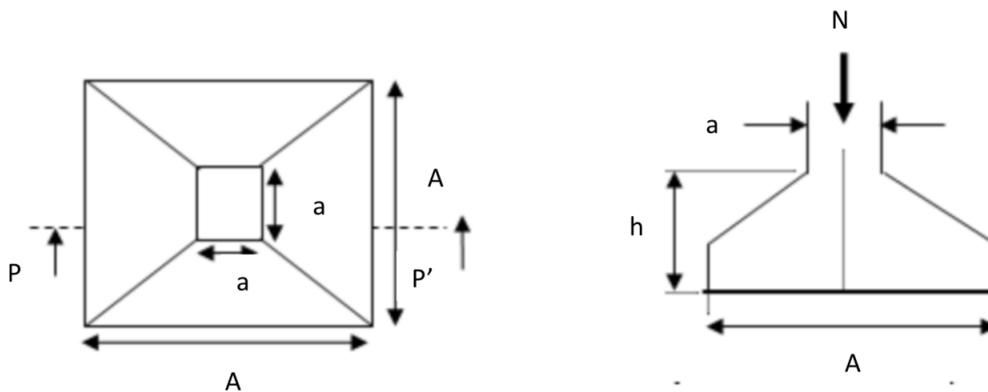


FIGURE 8.1 – Schema d'une semelle isolee

Choisissant deux poteaux de section (45\*45) dans la structure (Voir fig.4.8 où la distance entre eux est de 4.5 m dans le sens (y-y))

#### ► Vérification :

On a :  $a = b = 45 \text{ cm} \Rightarrow A = B$

Donc :  $A \geq \frac{N}{\sqrt{\sigma_{sol}}}$ , avec  $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} \Rightarrow A \geq \frac{\sqrt{268441}}{200} \approx 3.66 \text{ m}$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Donc, on doit passer à des semelles filantes.

## 8.2.2 Calcul des semelles filantes

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur  $H$  est définie comme pour les semelles isolées.

► **Vérification d'une Semelle filante :**

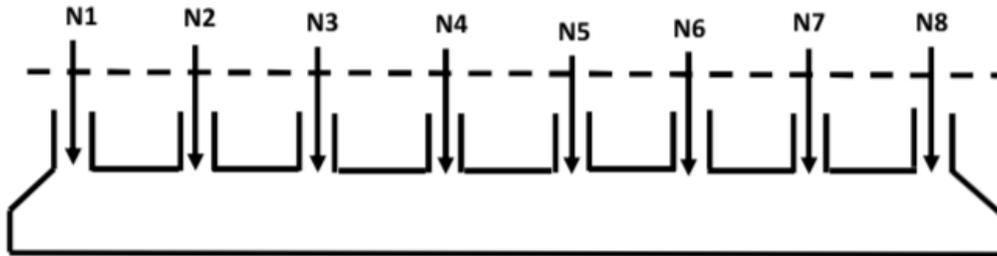


FIGURE 8.2 – Schéma d'une Semelle filante.

Nous proposons en premier lieu et pour des raisons économiques des semelles filantes pour cela, nous allons procéder la vérification en suivante :

-Selon le RPA99/2003 Art 10-1-5 :

Quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On fera la vérification pour le voile VL1 :

$$e = \frac{12386.1}{26850} = 4.6 \quad \text{et} \quad \frac{B}{4} = \frac{5.2}{4} = 1.3 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{M}{N} > \frac{B}{4}$$

Donc : la solution des semelles filantes est à écarter.

## 8.2.3 Radier nervuré

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure.

Le radier travaille comme un plancher renversé. Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- les charges transmises au sol sont importantes,
- les poteaux rapprochés (petites trames).

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité et une facilité d'exécution.

### 8.2.3.1 Prédimensionnement

► **Hauteur du radier :**

La hauteur du radier doit avoir une hauteur qui satisfait les conditions suivantes :

• **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

l : Distance maximale entre deux voiles.

$$l_{\max} = 4.70 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{4700}{20} = 23.5 \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \dots \quad (1)$$

• **Condition de résistance au cisaillement :**

Selon le CBA 93 (Art A.5.2.2), armature transversale n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{um} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant maximal est donné sur appui pour le panneau le plus grand supposé appuyer sur quatre côtés et donne par les formules suivantes :

$$V_x = \frac{P}{2L_x + L_y} \quad ; \quad V_y = \frac{P}{3L_y} \quad \text{avec : } L_y \geq L_x$$

$$P = Q_{\text{adm}} \cdot L_x \cdot L_y$$

$$L_x = 4.9 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } P = P = Q_{\text{adm}} \cdot L_x \cdot L_y = 0.2 \times 4.9 \times 5 = 4.9 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{4.9}{(2 \times 5 + 4.9)} = 0.33 \text{ MN} \\ V_y = \frac{4.9}{(3 \times 5)} = 0.32 \text{ MN} \end{array} \right. \Rightarrow h_r = \frac{V_{\max}}{0.9 \cdot b_0 \cdot \tau_u} \Rightarrow h_r = 0.26 \text{ m}$$

$$h_r = 26 \text{ cm} \quad \dots \quad (2)$$

• **Condition de non poinçonnement :**

Selon le CBA 93 (Art A.5.2.4.2), la vérification se fera pour le voile le plus sollicité :

$$N_u \leq 0,045 \times U_0 \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 5.8 \text{ MN}$$

- $N_u$  : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.
- $h_r$  : Épaisseur totale de radier.
- $U_0$  : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a' + b') \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases} \quad \Rightarrow \quad U_c = 2(a + b + 2h_r)$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile  $\Rightarrow e = 0.2 \text{ m}$

$b$  : longueur du voile  $\Rightarrow b = 4.8 \text{ m}$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(4.80 + 0.2 + 2h_r) \times h_r \times \frac{30}{1.5}$$

$$\Rightarrow 3.6h_r^2 + 9.18h_r - 5.8 \geq 0 \quad \Rightarrow \quad h_r \geq 0.49 \text{ m} \quad \dots \quad (3)$$

### Conclusion :

La hauteur du radier qui satisfait toutes les conditions :  $h_r = 50 \text{ cm}$

### ► Détermination du débord :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow L_{\text{débord}} = 30 \text{ cm}$$

### ► Hauteur de nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 47 \text{ cm}$$

### Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$\frac{470}{8} \leq h_t \leq \frac{470}{5}$$

$$58.75 \text{ cm} \leq h_t \leq 94 \text{ cm}$$

### Condition de rigidité :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{et on a} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K_z \cdot b}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{4.5 \cdot K_z}{E} \left(\frac{2 \cdot L_{\text{max}}}{\pi}\right)^4}$$

Avec :

- $h_t$  : Hauteur totale (nervure + radier)
- $h_n$  : hauteur de la nervure
- $h_r$  : Hauteur de dalle radier
- $L_e$  : Longueur élastique
- $L_{\text{max}}$  : Longueur maximale entre axes des poteaux parallèlement aux nervures
- $E$  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ )
- $b$  : Largeur de la nervure du radier (largeur de poteau = 45 cm)
- $I$  : Inertie de la section du radier ( $I = b \cdot h_r^3/12$ )
- $K_z$  : Coefficient de réaction de sol, rapporté à l'unité de surface (d'après rapport de sol on prend  $K_z = 40 \text{ MN/m}^3$ )

$$h_t \geq \sqrt[4.5]{\frac{3 \times 40}{3.21 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.70}{\pi}\right)^4} = 0.8 \text{ m}$$

A partir de ces conditions précédentes on a :

- La dalle du radier :  $h_d = 50 \text{ cm}$
- La nervure :  $(b \times h) = (60 \times 90) \text{ cm}^2$

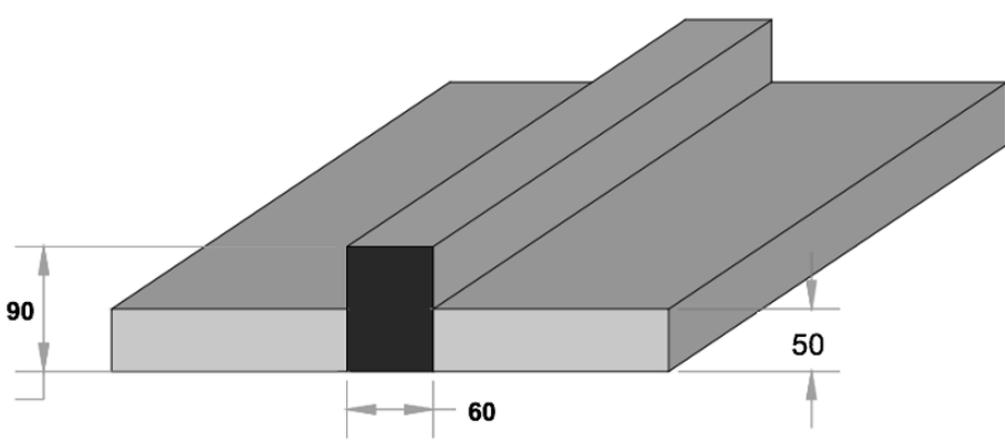


FIGURE 8.3 – Dimensions du radier

► **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier sera donnée par

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 410.13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = (27.9 \times 0.3 \times 2) + (14.7 \times 0.3 \times 2) = 25.56 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{\text{radier}} = 435.669 \text{ m}^2$$

Et les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} L_x = 28.5 \text{ m} \\ L_y = 15.3 \text{ m} \end{cases}$$

► **Caractéristiques géométriques du radier :**

- **Poids du radier :**

$$G_{\text{radier}} = S_r \cdot h_r \cdot \gamma_{\text{béton}} = 4356.69 \times 0.5 \times 2.5 = \mathbf{544.58 \text{ t}}$$

- **Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 14.25 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 7.65 \text{ m}$$

• Moments d'inertie du radier :

$$I_x = \frac{l_x \times l_y^3}{12} \quad \text{et} \quad I_y = \frac{l_y \times l_x^3}{12}$$

Donc :

$$\begin{cases} I_x = 8506.24 \text{ m}^4 \\ I_y = 29515.13 \text{ m}^4 \end{cases}$$

► Détermination du centre de masse de la superstructure :

Nous avons calculé au préalable le centre de masse des différents niveaux, nous allons calculer le centre de masse global de la superstructure

TABLEAU  
8.1 – Détermination du centre de masse de la superstructure

niveau	$m_g$ (t)	XG (m)	YG (m)	$m \cdot XG$ (t.m)	$m \cdot YG$ (t.m)
terrasse	350,73	12,1	7,35	4243,83	2630,47
9	369,45	13,95	7,35	4470,34	2770,87
8	369,45	13,95	7,35	4470,34	2770,87
7	370,76	13,95	7,35	4484,59	2779,8
6	372,64	13,95	7,35	4484,59	2779,8
5	373,36	13,95	7,35	4493,45	2785,2
4	373,36	13,95	7,35	4493,45	2785,2
3	375,51	13,95	7,35	4519,47	2801,32
2	375,51	13,95	7,35	4519,47	2801,32
1	373,51	13,95	7,35	4519,47	2801,32
<b>somme</b>	<b>3325,52</b>			<b>44 699,15</b>	<b>27 706,17</b>

Centre de masse de la superstructure :

$X_{\text{super}}$	13,44
$Y_{\text{super}}$	8,33

$$\text{Donc : } \begin{cases} X_{GS} = 13,44 + 0,3 = 13,74 \text{ m} \\ Y_{GS} = 8,33 + 0,3 = 8,63 \text{ m} \end{cases}$$

► Calcul de l'excentricité :

$$e_X = |X_{Gr} - X_{Gs}| = |13,74 - 13,44| = \mathbf{0.19 \text{ m}}$$

$$e_Y = |Y_{Gr} - Y_{Gs}| = |8,63 - 8,33| = \mathbf{0.18 \text{ m}}$$

## 8.3 Vérification nécessaire

### 8.3.1 Vérification de la contrainte dans le sol

Les valeurs des contraintes sous l'effet des charges verticales sont données par la formule :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

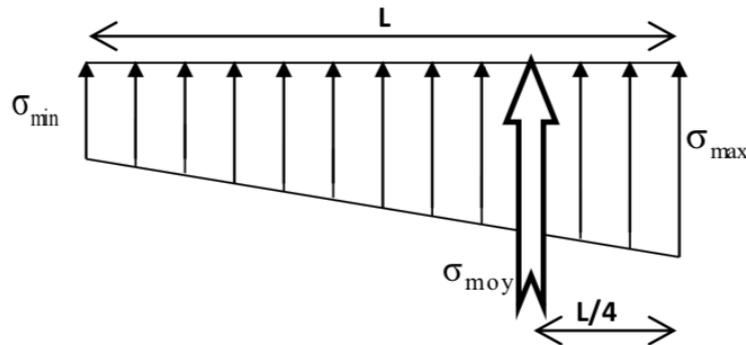


FIGURE 8.4 – Les contraintes sous le radier

**ELU :**

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{20729.04}{435.669} \pm \frac{17.918}{211218.87} 45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.398 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.395 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.395 + 0.395}{4} = 0.398 \text{ bars}$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{20729.04}{435.669} \pm \frac{65.490}{14710.29} 45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.361 \text{ bars}$$

**ELS :**

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{20729.04}{435.669} \pm \frac{13.085}{211218.87} 45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.385 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.387 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.387 + 0.287}{4} = 0.287 \text{ bars}$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{15062.94}{435.669} \pm \frac{48.83}{14710.29} 45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.387 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.387 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.289 + 0.285}{4} = 0.3875 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} > \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_m) = 0.289 \text{ bars}$$

### 8.3.2 Vérification de la poussée hydrostatique

Pour qu'il n'y ait pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faudrait que :

$$W \geq 1,5\gamma_w \times Z \times S_r$$

Avec :

$W$  : Masse totale de la structure

$\gamma_w$  : Masse volumique de l'eau

$S_r$  : Surface du radier

1,5 : Coefficient de sécurité

$$Z : h_{s,s} + h_r = 3.06 + 0.50 = 3.56 \text{ m}$$

$$3325,52 \text{ t} > 1.5 \times 1 \times 3.56 \times 435.669 = 2095.608 \text{ t} \quad \text{Vérifiée}$$

### 8.3.3 Vérification de la Stabilité au renversement

Sa vérification est donnée par la formule suivante :  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

$M_s$  : moment stabilisant qui tient compte du poids du bâtiment, ainsi que le poids du radier et du remblai

$M_r$  : moment de renversement dû aux forces sismiques à la base de l'infrastructure.

Sens longitudinal x-x :

$$M_s = N_G \times (V_r - e_x)$$

$$M_s = 4503.91 \times (12.4 - 0.18) = 53859.81 \text{ t.m}$$

$$M_r = MEL = 8024.91 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{53859.81}{8024.91} = 6.71 > 1.5$$

On doit vérifier que :

$$N \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

-  $\gamma_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).

-  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

-  $H = 3.06 \text{ m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$$N = 58987.70 \text{ kN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 435.669 = 19116.96 \text{ kN} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

## 8.4 Ferrailage du radier

- Le radier est assimilé à un plancher renversé s'appuyant sur les éléments verticaux de la structure et chargé par la poussée du sol. Les panneaux qui les constituent sont soumis à la réaction uniforme du sol.
- Le calcul se fera en flexion simple à l'ELU et à l'ELS pour une section rectangulaire en considérant la fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.
- Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre côtés et chargées par la contrainte du sol, en tenant compte des moments selon les conditions du BAEL99.
- Les contraintes la plus défavorable sont données par :

### 8.4.1 Ferrailage de la dalle de radier

- **En travées :**

**Sens x-x :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{17.14 \times (0.5)^2 \times 1} = 0.119 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.159$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{0.48 \times 434.78} = 29.53 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 10T20 = 31.40 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{358.53 \times 10^{-3}}{17.14 \times (0.54)^2 \times 1} = 0.087 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.114$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.52$$

$$A_{st} = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{0.52 \times 434.78} = 19.81 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 10T16 = 20.10 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 1 \times 0.5 = 5.52 \text{ cm}^2$$

En travées :  $31.40 \text{ cm}^2 > 5.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

En appuis :  $20.10 \text{ cm}^2 > 5.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travées :**

$$M_u = 493.37 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 337.74 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.159$$

$$\gamma = \frac{493.37}{337.74} = 1.46$$

$$\Rightarrow \frac{1.46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.48$$

$$\alpha = 0.159 < 0.48 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$M_u = 358.53 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 235.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.114$$

$$\gamma = \frac{358.53}{235.25} = 1.52$$

$$\Rightarrow \frac{1.52-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.51$$

$$\alpha = 0.114 < 0.51 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

**Sens y-y :**

- **En travées :**

$$\mu = 409.88 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 14.17 \times (0.54)^2 \times 1 = 0.099 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.130$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.42$$

$$A_{st} = \frac{409.88 \times 10^{-3}}{0.42 \times 434.78} = 23.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} : 12T16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = 290.82 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 17.14 \times (0.54)^2 \times 1 = 0.070 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.52$$

$$A_{st} = \frac{290.82 \times 10^{-3}}{0.52 \times 434.78} = 16.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} : 12T14 = 18.46 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 5.52 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

$$24.12 \text{ cm}^2 > 5.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$18.46 \text{ cm}^2 > 5.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$(\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s})$$

- **En travées :**

$$(\Rightarrow \frac{1.6-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.55)$$

$$(\alpha = 0.130 < 0.55 \quad \text{Condition vérifiée})$$

- **Sur appuis :**

$$(\alpha = 0.091 < 0.47 \quad \text{Condition vérifiée})$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Calcul de l'espacement :**

On prend de façon arbitraire un espacement idéal égal à :

$$St = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

- **Vérification au cisaillement :**

Selon CBA 93 Article 5.1.2.1

$$(\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} \leq \tau_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = \text{fissuration peu préjudiciable})$$

Avec :

$$V_{\max} = 687.4 \text{ KN}$$

$$(\tau_u = \frac{687.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.27 \leq \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.})$$

Donc on a :

TABLEAU  
8.2 – Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

	Travée			Appui		
	A calculer (cm <sup>2</sup> )	A choisir	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A calculer (cm <sup>2</sup> )	A choisir	A adopter (cm <sup>2</sup> )
Sens (x-x)	29.53	10T20	31.40	19.81	10T16	20.10
Sens (y-y)	23.09	12T16	24.12	16.07	12T14	18.46

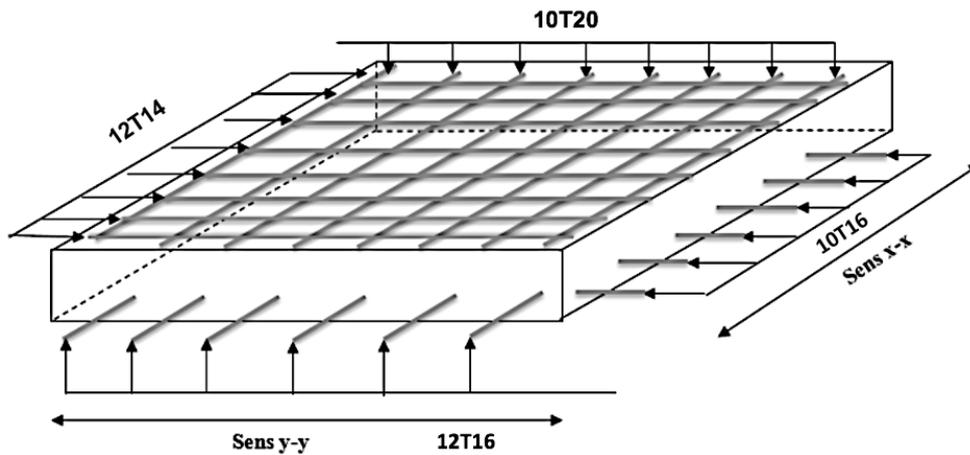


FIGURE 8.5 – Ferrailage de la dalle du radie

#### 8.4.2 Ferrailage des nervures :

À partir du logiciel, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

	ELU		ELS	
	$M_{\text{appuis}}$ (kN.m)	$M_{\text{travées}}$ (kN.m)	$M_{\text{appuis}}$ (kN.m)	$M_{\text{travées}}$ (kN.m)
Valeurs	456.36	700.46	263.02	490.25

TABLEAU  
8.3 – Récapitulatif des moments pour les nervures.

#### Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple à l'aide de logiciel :

TABLEAU  
8.4 – Récapitulatif du ferrailage des nervures

Travée			Appui		
A socotec (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A socotec (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adopter (cm <sup>2</sup> )
24.95	8T20	25.12	15.81	8T16	16.08

### Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.4}{500} \times 0.5 \times 0.81 = 4.47 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $25.12 \text{ cm}^2 > 4.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**En appuis :**  $16.08 \text{ cm}^2 > 4.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

### Vérification à l'ELS :

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**En travée :**  $M_u = 700.46 \text{ KN.m}$  ;  $M_s = 490.25 \text{ KN.m}$  ;  $\alpha = 0.098$

$$\gamma = \frac{700.46}{490.25} = 1.43$$

$$\Rightarrow \frac{1.43-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.68$$

$\alpha = 0.098 < 0.68 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**En appuis :**  $M_u = 456.36 \text{ KN.m}$  ;  $M_s = 263.02 \text{ KN.m}$  ;  $\alpha = 0.063$

$$\gamma = \frac{456.36}{263.02} = 1.73$$

$$\Rightarrow \frac{1.73-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.61$$

$\alpha = 0.063 < 0.61 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

### Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.12.1

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \Rightarrow$  fissuration peu préjudiciable.

Avec :  $V_{\max} = 743.4 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{743.4 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 1.83 \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Calcul des armatures transversales

**Diamètre des armatures transversales**  $\phi_s \leq \min\left(\frac{h}{35}; Q_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$  Selon le CBA93

$Q_{L_{\text{min}}} = 1.4 \text{ cm}$  (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{90}{35}; 1.4; \frac{50}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend :  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

#### - Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 :

$$St < \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_{l_{\text{min}}}, 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm} \quad (\text{pour la zone nodale})$$

$$St < \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \quad (\text{pour la zone courante})$$

Donc on prend :

$$St = 10 \text{ cm} \quad (\text{pour la zone nodale})$$

$$St = 15 \text{ cm} \quad (\text{pour la zone courantes})$$

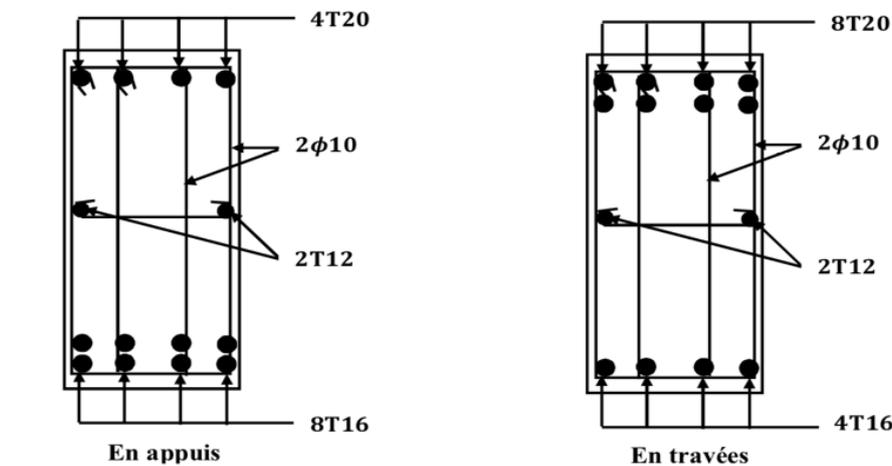


FIGURE 8.6 – Ferrailage des nervures

## 8.5 Conclusion

Ce dernier chapitre a été principalement dédié au calcul des fondations tout en respectant les règlements imposés par le CBA93 et RPA99/2003. Pour ce qui concerne les fondations, nous avons opté pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûre et économique et nous avons mentionné par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et leur ferrailage ensemble.

## Conclusion générale

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'études m'a offert l'occasion de mettre en pratique toutes les connaissances acquises au cours de ma formation. Grâce à cette opportunité, j'ai pu approfondir ma compréhension des documents techniques et des réglementations, appliquer des méthodes de calcul modernes, et souligner les principes fondamentaux de la conception des structures.

D'un point de vue théorique, j'ai commencé par aborder les généralités sur la sismicité dans notre pays ainsi que les notions de conception parasismique, permettant aux constructions de résister aux forces engendrées par ce phénomène naturel. En me basant sur ces éléments, j'ai choisi une conception conforme aux réglementations en vigueur en Algérie, telles que les normes RPA99/2003, CBA93, BAEL91/99, et DTR BC 2.2.

Dans un second temps, j'ai débuté l'étude en établissant les hypothèses de calcul et en procédant au prédimensionnement de la structure. Ensuite, j'ai calculé les éléments secondaires, tels que les escaliers, les planchers et les acrotères, et vérifié les résultats en fonction des actions sismiques. Cette approche m'a permis de maîtriser l'utilisation des Règles Parasismiques Algériennes, clarifiant ainsi de nombreuses ambiguïtés et enrichissant ma compréhension des phénomènes impliqués.

Par ailleurs, concernant le contreventement et la disposition des voiles, j'ai constaté que la disposition des voiles joue un rôle plus déterminant que leur quantité dans la réponse sismique de la structure. De plus, j'ai compris que la reconnaissance du sol sur lequel l'ouvrage sera implanté est essentielle pour choisir le type de fondation approprié, en tenant compte de la nature du sol et des charges imposées par la structure.

En outre, l'utilisation du logiciel Robot a permis de réduire les erreurs de calcul manuel et d'accélérer l'étude. Cependant, la fiabilité des résultats dépend de la qualité de la modélisation que j'ai réalisée ainsi que de ma capacité à interpréter correctement les résultats.

En conclusion, ce projet de fin d'études a été une expérience extrêmement réussie. Il m'a doté des compétences nécessaires pour aborder avec assurance ma future vie professionnelle.

# Bibliographie

# Bibliographie

## Ouvrages et articles

- [1] Hugo Bachmann, *Conception parasismique des bâtiments*, Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive de l'UFAEG, Berne, 2002.
- [2] DIREN PACA, CETE Méditerranée, Conseil Régional PACA, BRGM, *Le risque sismique*, MEDDE, Provence-Alpes-Côte d'Azur, juillet 2012.
- [3] J. Hummel, *Displacement-based seismic design for multi-storey cross laminated timber buildings*, Kassel University Press, 2017.
- [4] Université de Liège, *Conception parasismique des bâtiments*, Université de Liège, Belgique, 2006.
- [5] Laboratoire Géotechnique L.C.T, *Rapport de Géotechnique*, mars 2015.
- [6] *Vibration Response*, November 30, 2020.
- [7] *The Earthquake Ground Motion and Response Spectra Design*, American Journal of Civil Engineering, September 29, 2016.
- [8] A. Plumier, C. Doneux, T. Demarco, *Two INnovations for Earthquake Resistant*, Europace, 2006.
- [9] Marouf Hafida, *researchgate*, janvier 2021.
- [10] Harek Oussama, Benyeles Nassima, *Rôle Diaphragme Voile-Plancher*, 2009/2010.

## Thèses et Projets de fin d'étude

- [11] Issam Abacha, *Étude de la sismicité de la région Nord-Est de l'Algérie*, Thèse, Université Ferhat Abbas-Sétif, Algérie, février 2015.
- [12] Mr. DUSABIMANA Fulgence, *Conception et dimensionnement parasismiques*, Projet de Fin d'Études, École Nationale Polytechnique (ENP), 2010.

---

## Références en ligne

- [13] Musée de Sismologie- Jardins de l'Université - Strasbourg, *Ondes sismiques*, 2012, <https://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/notions-de-base/ondes-sismiques/>.
- [14] BrainKart, *Seismic waves*, 2024, [https://www.brainkart.com/article/Seismic-waves\\_4996/](https://www.brainkart.com/article/Seismic-waves_4996/).
- [15] Académie de Montpellier, *La propagation des différents types d'ondes*, 2020, <https://pedagogie.ac-montpellier.fr/la-propagation-des-differents-types-dondes>, Consulté le : 29/02/2020.
- [16] Préfecture du Finistère, *Le risque sismique dans le Finistère*, 2024, <https://www.finistere.gouv.fr/Actions-de-l-Etat/Environnement-risques-naturels-et-technologiques/Risques-naturels-et-technologiques>.
- [17] ResearchGate, *L'Europe occidentale n'est pas à l'abri d'un grand tremblement de terre*, [https://www.researchgate.net/publication/251237344\\_L%27Europe\\_occidentale\\_n%27est\\_pas\\_a\\_l%27abri\\_d%27un\\_grand\\_tremblement\\_de\\_terre/figures?lo=1](https://www.researchgate.net/publication/251237344_L%27Europe_occidentale_n%27est_pas_a_l%27abri_d%27un_grand_tremblement_de_terre/figures?lo=1).
- [18] P. A. Bourque, *la tectonique des plaques*, <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s1/seismes.html>.
- [19] Bristol University, *IDEERS - Introducing and Demonstrating Earthquake Engineering Research in Schools*, <http://www.ideers.ac.uk>.
- [20] Université de Liège, *Conception parasismique des bâtiments*, 2006, <http://www.ArGEnCo.ULg.ac.be>, Édition 2006, Liège, Belgique, Consulté le : 17 juillet 2024.
- [21] Wikipédia, *Séisme*, <https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme>, 27 mai 2024.

## Règlements et Normes

- [22] D.T.R. -B.C. 2.2 – Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [23] D.T.R. -B.C. 2.41 - Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A.93.
- [24] Règles parasismiques algériennes RPA99/2003. C.S.T.B, D.T.U.
- [25] Règles BAEL 91 révisées 99, 2000.

## Cours

- [26] Nouredine Bourahla, *Construction Parasismique*, ENP, 2023/2024.
- [27] Nadja Baouche, *Construction Parasismique*, ENP, 2022/2023.
- [28] Abdelkrim Bourzam, *Bâtiment-1- Calculs Élémentaires des Structures*, ENP, 2023.
- [29] Nadja Baouche, *Cours Structures en Béton Armé*, ENP, 2023/2024.
- [30] Messouada Cherrak, *Cours de Béton Armé*, ENP, 2022/2023.
- [31] Nouredine Bourahla, *Dynamique des Structures*, ENP, 2023/2024.

## Outils informatiques

- [32] Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional.
- [33] Auto CAD.
- [34] Logiciel Expert.
- [35] Microsoft Office Excel.
- [36] LaTeX.

# Annexes

# Annexe A

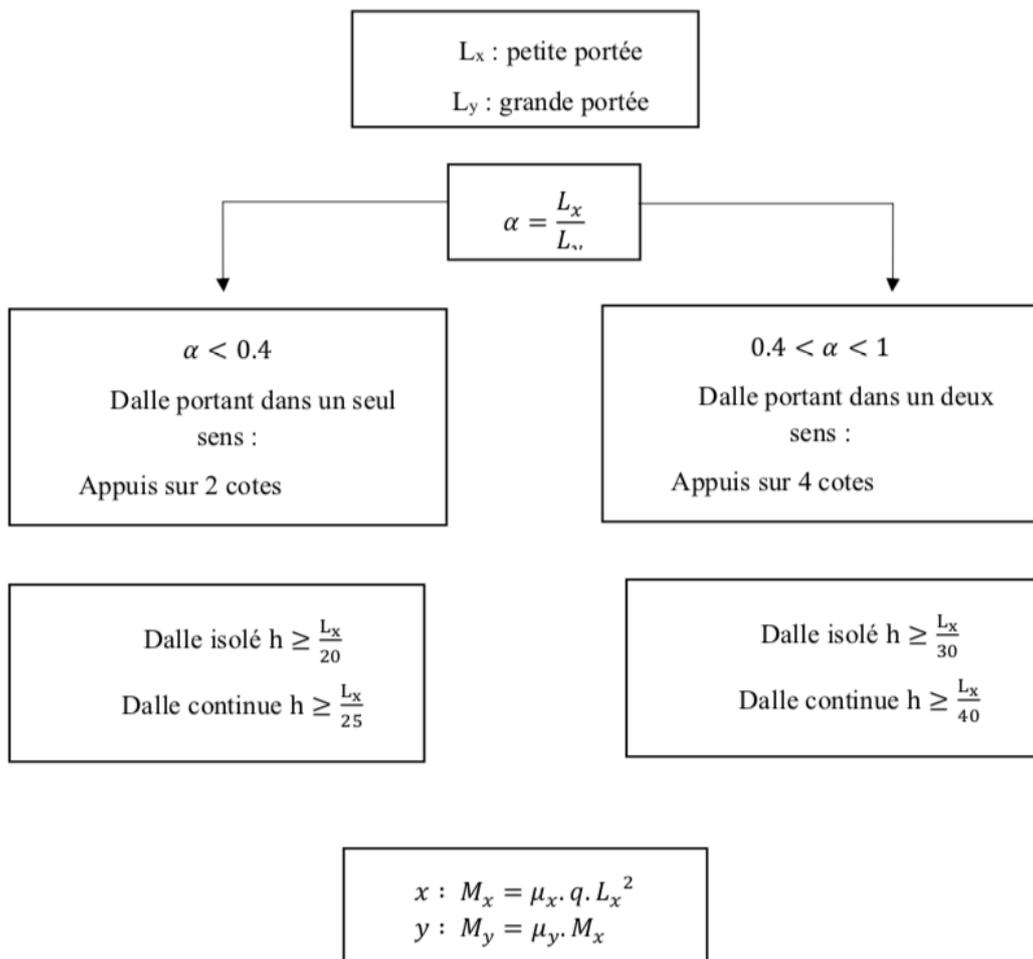
Tableau des valeurs de coefficient  $\mu$

Tableau  $\mu = f(\alpha)$

$\alpha = I_x/I_y$	$\nu = 0$		$\nu = 0,2$	
	$\mu_x = M_{ox} / ql_x^2$	$\mu_y = M_{oy} / M_{ox}$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,110	*	0,112	0,293
<b>0,45</b>	0,102	*	0,105	0,333
<b>0,50</b>	0,095	*	0,098	0,373
<b>0,55</b>	0,088	*	0,092	0,420
<b>0,60</b>	0,081	0,305	0,086	0,476
<b>0,65</b>	0,0745	0,369	0,080	0,530
<b>0,70</b>	0,068	0,436	0,074	0,585
<b>0,75</b>	0,062	0,509	0,0685	0,643
<b>0,80</b>	0,056	0,595	0,063	0,710
<b>0,85</b>	0,051	0,685	0,058	0,778
<b>0,90</b>	0,046	0,778	0,053	0,846
<b>0,95</b>	0,041	0,887	0,043	0,923
<b>1,00</b>	0,037	1,000	0,044	1,000

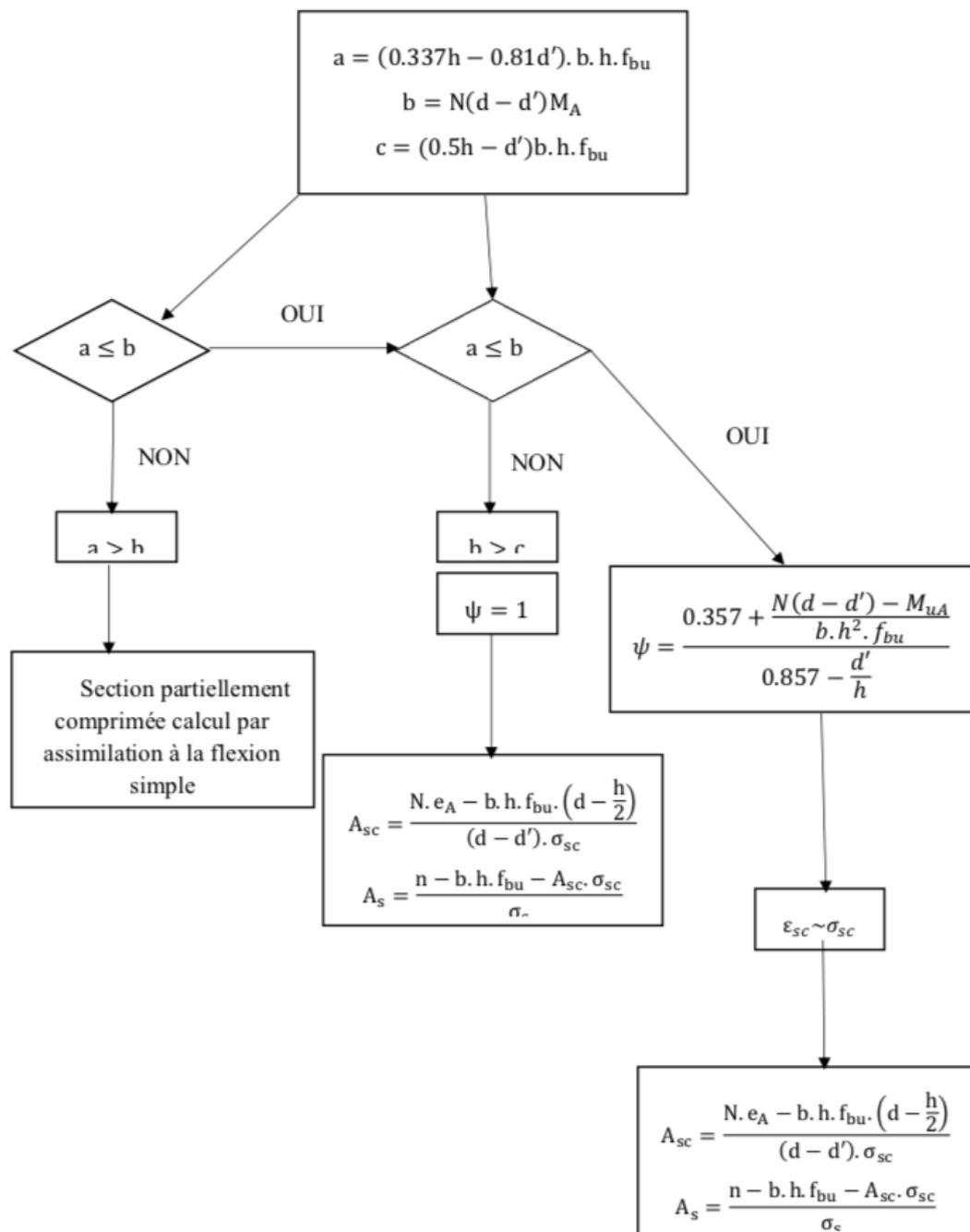
# Annexe B

## Organigramme pour le calcul des dalles



# Annexe C

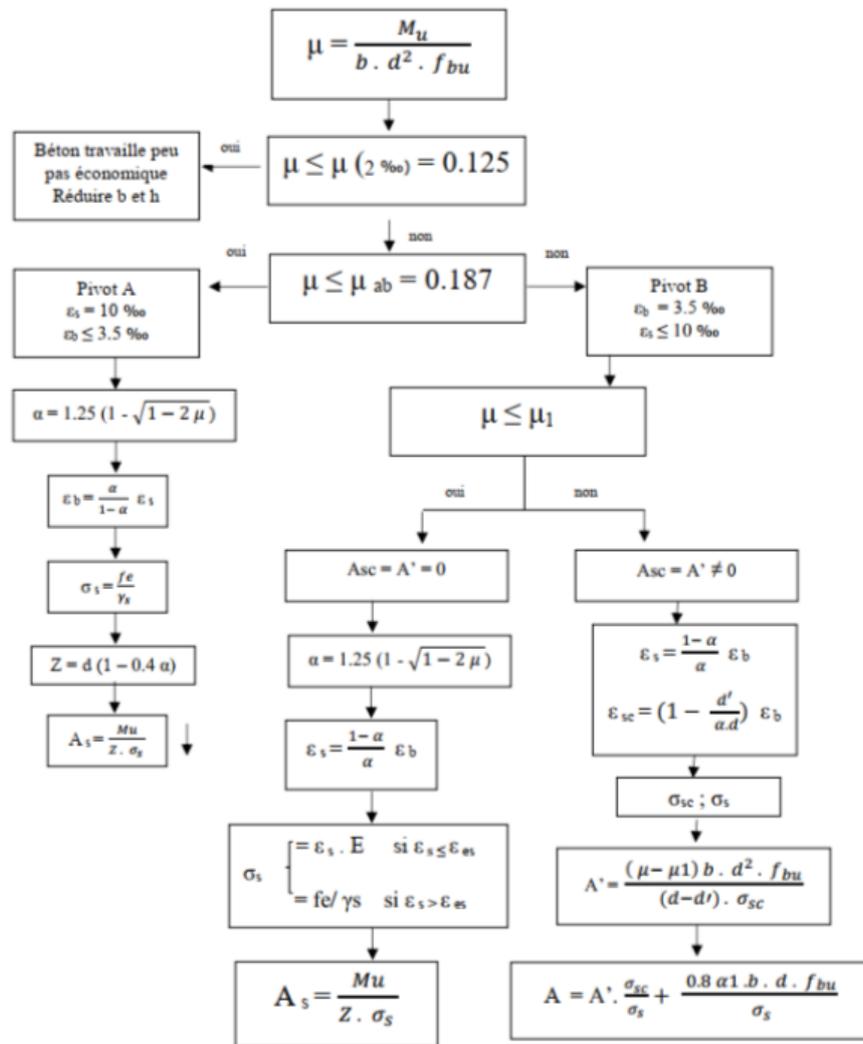
## Organigramme flexion composée



# Annexe D

## Organigramme flexion simple

Données :  $M_u, h, b, d = h - c, d' = c, f_{c28}, f_e, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, f_{bu} = \frac{0.85 f_{c1}}{\gamma_b},$   
 $\alpha_1 = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_{es}}, \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$



$$A_s \geq A_{smin} = \max\{b \cdot h / 100 ; 0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e\}$$