



République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



École Normale Supérieure de l'Enseignement

Technologique-Skikda

Département de Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Professeur de l'Enseignement

Secondaire en Technique

Thème :

**Utilisation des BIM's dans l'étude d'un bloc
administratif au nouveau pôle universitaire de 1955 de
Skikda.**

Présentée par

Bouriche katiba

Youcef Sara

Encadré par

Abd elfetah Boufaloussa

Jury de soutenance			
Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
Bousbia Badredinne	M.C.B	ENSET – Skikda	Président
Boufaloussa Abd elfetah	M.A.A	ENSET – Skikda	Encadrant
Fortas Lahcene	M.C.B	ENSET – Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Dieu tout puissant merci d'être toujours près de moi.

Je dédie ce travail aux êtres les plus chers à mon cœur :

À ma mère, la plus merveilleuse, qui m'a guidé durant mes années d'études, transmis le goût du travail et inculqué les bonnes valeurs. Merci pour ton amour sans limites et ta présence constante, de jour comme de nuit.

À mon père, mon modèle éternel, mon pilier moral, source de joie et de bonheur. Je t'adore.

À mes chers frères Islam et Mohamed.

À mon cœur Wassim que dieu le protège.

À tous les membres de ma famille.

À mes très chères amies Raziqa, Sanaa, Katiba, et tous mes collègues.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail à :

Ma mère, pour son amour infini, sa tendresse et ses sacrifices silencieux qui m'ont guidé et soutenu tout au long de ce parcours.

Mon père, pour sa force, ses conseils précieux et son soutien constant qui ont été pour moi une source d'inspiration et de courage.

Mon frère **Abd El Wahid** et ma sœur **Ilhem**.

Mon chère amie Sara et mes camarades de la promotion 2024/2025.

KATIBA

Remerciement

Avant tout nous remercions **Dieu**, pour sa guidance, sa sagesse et la force qu'il a accordée.

Ce travail n'est pas le fruit d'un effort individuel, mais bien d'un accompagnement collectif que nous tenons à saluer ici :

Nos remerciements s'adressent particulièrement à :

L'encadrant **Boufeloussa Abdelfetah**, pour son suivi attentif, ses conseils éclairés et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Un grand merci aux nos enseignants **Fortas Lahcene** et **Boussbia Badreddine** pour leurs conseils et leur aide malgré leurs lourdes responsabilités.

Nous tenons à remercier nos deux distingués professeurs madame **Moudjari Maroua** et **Biskri Yasmina** pour leurs efforts fournis à nous.

Un merci spécial également au chef du département **M. Saleh Rahmouni**.

Enfin, merci à tous ceux qui ont participé à ce travail, de près ou de loin.

Sommaire

Dédicaces	III
Dédicaces	IV
Remerciement	V
Sommaire	VI
Résumé	XVI
Abstract	XVII
ملخص	XVIII
List des figures	XIX
List des tableaux	XXII
List des symboles	XXIX

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.4. Conception de l'ouvrage	3
I.4.1. Plancher	3
I.4.2. Escalier	3
I.4.3. Maçonnerie.....	4
I.4.4. La superstructure	4
I.4.5. L'acrotère	4
I.4.6. Le revêtement	4
I.5. Conclusion	4

CHAPITRE II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

II.1. Introduction.....	6
II.2. Les normes et les documents techniques réglementaires d'étude	6
II.2.1. Règlements parasismiques algériens.....	6
II.2.2. Document technique réglementaire	6
II.2.3. CBA 93	6
II.2.4. BAEL 91	6
II.2.4.1. État limites.....	6
II.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux	8

II.3.1. Le béton.....	8
II.3.1.1. La résistance caractéristique du béton à la compression	9
II.3.1.2. La résistance caractéristique du béton à la traction	10
II.3.1.3. La déformation longitudinale du béton	10
II.3.1.4. La déformation transversale	10
II.3.1.5. Les contraintes limites.....	11
II.3.2. Acier.....	12
II.3.2.1. Module d'élasticité longitudinal à l'acier.....	14
II.3.2.2. Les contraintes limites de traction de l'acier.....	14
II.3.3. La brique en terre cuite	15
II.3.3.1. La résistance à la compression	16
II.3.3.2. Module d'élasticité.....	16
II.3.3.3. La résistance à la flexion.....	16
II.3.4. Le mur rideau VEP (verre extérieur parclosé)	16
II.3.4.1. La déformation	17
II.3.4.2. Résistance à la traction	17
II.4. Les caractéristiques physiques des matériaux	17
II.4.1. La masse volumique.....	18
II.4.2. La porosité.....	18
II.4.3. La perméabilité	18
II.4.4. Le gonflement	18
II.5. Les caractéristiques thermiques des matériaux.....	18
II.5.1. La dilatation thermique	19
II.5.2. La résistance et comportement au feu.....	19
II.6. Les caractéristiques chimiques des matériaux.....	19
II.6.1. Corrosion.....	19
II.6.2. Oxydation et réduction.....	19
II.7. Conclusion	19

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.1. Introduction	21
III.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux	21
III.2.1. Les poutres.....	21
III.2.2. Les planchers	23

III.2.2.1. La dalle pleine	23
III.2.2.2. La pergola	24
III.2.2.3. Descente de charge des planchers	25
III.2.3. Le voile	26
III.2.4. Les poteaux	27
III.2.4.1. Poteau circulaire.....	27
III.2.4.2. Poteau rectangulaire	33
III.3. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux	36
III.3.1. Les escaliers.....	36
III.3.1.1. Les caractéristiques géométriques des escaliers	36
III.3.1.2. Dimensionnement des marches et contremarches	37
III.3.2. La poutre palière	40
III.3.3. L'acrotère.....	42
III.3.3.1. La section transversale de l'acrotère	42
III.4. La descente des charges	42
III.4.1. Les escaliers.....	43
III.4.2. L'acrotère.....	44
III.4.3. Les murs.....	44
III.4.3.1. Les murs extérieurs	44
III.4.3.2. Les murs intérieurs.....	45
III.4.4. Récapitulative des charges permanentes et surcharge d'exploitation.....	45
III.5. Conclusion.....	46

CHAPITRE IV : Étude des dalles pleines et la pergola

IV.1. Introduction	48
IV.2. Étude de la dalle pleine	48
IV.2.1. Étude du 1 ^{er} étage et le 2 ^{ème} étage.....	48
IV.2.1.1. Combinaisons des charges	48
IV.2.1.2. Le coefficient de moment	49
IV.2.1.3. Les moments de la dalle.....	49
IV.2.1.4. Les moments réels de calcul	50
IV.2.1.5. Le ferrailage de la dalle	51
IV.2.1.6. L'espacement minimal.....	52
IV.2.1.7. La section minimale des armatures.....	52

IV.2.1.8. Vérification de l'effort tranchant	52
IV.2.1.9. Vérification à l'ELS.....	53
IV.2.1.10. Vérification de la flèche.....	54
IV.2.1.11. Calcul de la flèche suivant x	55
IV.2.1.12. Calcul de la flèche admissible suivant x.....	57
IV.2.1.13. Calcul de la flèche suivant y	57
IV.2.1.14. Calcul de la flèche admissible suivant y.....	58
IV.2.2. Étude du 4 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	59
IV.2.2.1. Combinaisons des charges	59
IV.2.2.2. Le coefficient de moment	59
IV.2.2.3. Les moments de la dalle articulée.....	59
IV.2.2.4. Les moments réels de calcul	59
IV.2.2.5. Le ferrailage de la dalle	60
IV.2.2.6. L'espacement.....	60
IV.2.2.7. Vérification de l'effort tranchant	60
IV.2.2.8. Vérification à ELS	60
IV.2.2.9. Vérification de la flèche.....	61
IV.2.2.10. Calcul de la flèche suivant x	61
IV.2.2.11. Calcul de la flèche admissible suivant x.....	63
IV.2.2.12. Calcul de la flèche suivant y	63
IV.2.2.13. Calcul de la flèche admissible suivant y.....	64
IV.2.3. Étude de la terrasse	64
IV.2.3.1. Combinaisons des charges	64
IV.2.3.2. Le coefficient de moment	65
IV.2.3.3. Les moments de la dalle articulée.....	65
IV.2.3.4. Les moments réels de calcul	65
IV.2.3.5. Le ferrailage de la dalle	65
IV.2.3.6. L'espacement.....	65
IV.2.3.7. Vérification de l'effort tranchant	66
IV.2.3.8. Vérification à ELS	66
IV.2.3.9. Vérification de la flèche.....	67
IV.2.3.10. Calcul de la flèche suivant x	67
IV.2.3.11. Calcul de la flèche admissible suivant x.....	68

IV.2.3.12. Calcul de la flèche suivant y	69
IV.2.3.13. Calcul de la flèche admissible suivant y	70
IV.3. Étude de la Pergola.....	70
IV.3.1. Combinaisons des charges.....	70
IV.3.2. Le coefficient de moment.....	71
IV.3.3. Les moments de la dalle articulée	71
IV.3.4. Les moments réels de calcul.....	71
IV.3.5. Le ferrailage de la dalle	71
IV.3.6. L'espacement.....	71
IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant.....	72
IV.3.8. Vérification à ELS	72
IV.3.9. Vérification de la flèche	73
IV.3.10. Calcul de la flèche suivant x.....	73
IV.3.11. Calcul de la flèche admissible suivant x.....	74
IV.3.12. Calcul de la flèche suivant y.....	75
IV.3.13. Calcul de la flèche admissible suivant y.....	76
IV.4. Conclusion.....	76

CHAPITRE V : Étude des éléments non structuraux

V.1. Étude des escaliers.....	78
V.1.1. Introduction.....	78
V.1.2. Evaluation des charges.....	78
V.1.3. Combinaisons des charges	78
V.1.4. Étude des escaliers du bloc administratif.....	79
V.1.4.1. L'escalier de deux volées (de 1 ^{er} au 4 ^{ème} étage).....	79
V.1.4.2. L'escalier de trois volées (1 ^{er} RDJ)	87
V.1.4.3. L'escalier d'entrée.....	93
V.2. Étude de la poutre palière	99
V.2.1. Introduction.....	99
V.2.2. La poutre palière des escaliers de 2 volées	100
V.2.3. La poutre palière des escaliers de 3 volées (RDJ)	104
V.2.4. La poutre palière de l'escalier d'entrée.....	108
V.3. Étude de l'acrotère.....	112
V.3.1. Introduction.....	112

V.3.2. Hypothèses de calcul	113
V.3.3. Evaluation des charges.....	113
V.3.4. Calcul des sollicitations	113
V.3.5. Calcul de l'excentricité	114
V.3.6. Calcul de ferrailage.....	114
V.3.7. Vérification à l'ELS.....	116
V.3.8. Schéma de ferrailage.....	117
V.4. Conclusion.....	118
CHAPITRE VI : Perspective sur les BIM	
VI.1. Introduction	120
VI.2. Définition	120
VI.3. L'évolution historique du BIM et son adoption dans le secteur	120
VI.4. Les avantages du BIM dans le domaine de génie civil	121
VI.5. Les défis et limitations du BIM en phase d'exploitation	121
VI.6. Les tendances futures du BIM en phase d'exploitation	122
VI.7. Les meilleures logiciels BIM gratuits et payants en 2025	122
VI.8. La méthode des éléments finis (MEF)	123
VI.8.1. Bref historique	123
VI.8.2. Domaines d'application.....	123
VI.9. Les caractéristiques principales du logiciel Robot.....	123
VI.10. Conclusion.....	124
CHAPITRE VII : Étude sismique	
VII.1. Introduction.....	126
VII.2. Étude sismique.....	126
VII.2.1. Généralités sur les séismes	126
VII.2.2. Calcul sismique	127
VII.2.2.1. La méthode statique équivalente	127
VII.2.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	127
VII.2.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	127
VII.2.3. Choix de la méthode de calcul	127
VII.2.3.1. Les hypothèses de la méthode dynamique modale spectrale (RPA 2003).....	128
VII.2.4. Les étapes de modélisation.....	128
VII.2.4.1. Réglage des préférences	128

VII.2.4.2. Définition des axes	128
VII.2.4.3. Définition de la section.....	129
VII.2.4.4. Modélisation des éléments barres.....	129
VII.2.4.5. Définition des cas de charge.....	129
VII.2.4.6. Modèle 3D	130
VII.2.5. Les caractéristiques géométriques de la structure	130
VII.2.5.1. Centre de gravité et centre de rigidité.....	130
VII.2.5.2. L'excentricité.....	131
VII.2.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	131
VII.2.6.1. Coefficient d'accélération de zone A	132
VII.2.6.2. Coefficient de comportement global de la structure.....	132
VII.2.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	132
VII.2.6.4. Facteur de correction d'amortissement	133
VII.2.6.5. Facteur d'amplification dynamique moyen.....	133
VII.2.6.6. Facteur de qualité	134
VII.2.6.7. Poids total de la structure	134
VII.2.7. Les forces sismiques du niveau.....	135
VII.2.8. Distribution horizontale des forces sismiques.....	135
VII.2.9. La méthode modale spectrale.....	136
VII.2.9.1. Spectre de réponse de calcul.....	136
VII.2.9.2. Disposition des voiles de contreventement	137
VII.2.9.3. Le comportement des trois premiers modes.....	137
VII.2.9.4. Vérification de la période fondamentale	138
VII.2.9.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	138
VII.2.9.6. Vérification des déplacements.....	139
VII.2.9.7. Vérifications spécifiques	139
VII.2.9.8. Vérification de la stabilité au renversement	141
VII.2.9.9. Vérification de l'effet (P – Δ).....	142
VII.3. Conclusion	143
CHAPITRE VIII : Étude des éléments structuraux	
VIII.1. Introduction	145
VIII.2. Les combinaisons de calcul	145
VIII.3. Données de calcul.....	146

VIII.4. Ferrailage des poutres.....	146
VIII.4.1. Méthode de calcul	146
VIII.4.2. Ferrailage des poutres principales	147
VIII.4.2.1. Sollicitations maximales adoptées	147
VIII.4.2.2. Les armatures longitudinales.....	147
VIII.4.2.3. Vérifications nécessaires	148
VIII.4.2.4. Calcul des armatures transversales.....	149
VIII.4.2.5. Schéma de ferrailage	150
VIII.4.3. Ferrailage des poutres secondaires	150
VIII.4.3.1. Sollicitations maximales adoptées	150
VIII.4.3.2. Les armatures longitudinales.....	151
VIII.4.3.3. Vérifications nécessaires	151
VIII.4.3.4. Calcul des armatures transversales.....	153
VIII.4.3.5. Schéma de ferrailage	153
VIII.5. Ferrailage des poteaux.....	154
VIII.5.1. Méthode de calcul	154
VIII.5.2. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003.....	154
VIII.5.2.1. Armatures longitudinales	154
VIII.5.2.2. Armatures transversales	154
VIII.5.3. Les sollicitations défavorables.....	156
VIII.5.4. Ferrailage de poteau rectangulaire (45x60 cm ²)	156
VIII.5.4.1. Armatures longitudinales (ELU).....	156
VIII.5.4.2. Vérifications nécessaires	157
VIII.5.4.3. Calcul des armatures transversales.....	160
VIII.5.4.4. Schéma de ferrailage	161
VIII.5.5. Ferrailage de poteau circulaire (D = 75 cm)	161
VIII.5.5.1. Vérifications nécessaires	162
VIII.5.5.2. Calcul des armatures transversales.....	162
VIII.5.5.3. Schéma de ferrailage	163
VIII.6. Ferrailage des voiles.....	163
VIII.6.1. Méthode de calcul	163
VIII.6.2. Armatures verticales	164
VIII.6.3. Armatures horizontales	164

VIII.6.4. Armatures transversales	164
VIII.6.5. Armatures de coutures	164
VIII.6.6. Exemple de calcul (voile 1 du l'RDJ).....	164
VIII.6.6.1. Données de calcul	164
VIII.6.6.2. Justification de la stabilité de forme.....	165
VIII.6.6.3. Sollicitations de calcul	165
VIII.6.6.4. Détermination des contraintes.....	165
VIII.6.6.5. Calcul des armatures transversales.....	167
VIII.6.6.6. Calcul des armatures horizontales.....	167
VIII.6.7. Résultats des autres voiles	167
VIII.6.7.1. Caractéristiques géométriques des voiles.....	167
VIII.6.7.2. Vérification de la résistance au flambement	168
VIII.6.7.3. Calcul des contraintes dans les voiles	168
VIII.6.7.4. Calcul des forces	168
VIII.6.7.5. Vérification des contraintes de cisaillement	169
VIII.6.7.6. Armatures transversales	170
VIII.6.8. Schéma de ferrailage.....	170
VIII.7. Conclusion.....	170

CHAPITRE IX : Étude des fondations

IX.1. Introduction.....	172
IX.2. Type des fondations	172
IX.3. Choix des fondations.....	172
IX.4. Semelle isolée sous poteaux.....	172
IX.4.1. Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour poteau circulaire.....	172
IX.4.2. Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour poteau rectangulaire	175
IX.5. Étude de semelle filante sous voile	177
IX.6. Vérification de poinçonnement.....	179
IX.7. Étude de longrine	180
IX.7.1. Pré-dimensionnement	180
IX.7.2. ferrailage.....	181
IX.8. Étude des voiles périphériques.....	181
IX.9. Conclusion.....	182

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

LES ANNEXES

LES PLANS ARCHITECTURAUX

LES PLANS DE GENIE CIVIL

Résumé

Ce projet porte sur l'étude approfondie d'un pôle universitaire d'une capacité de 8 000 places pédagogiques. L'ouvrage de configuration irrégulière, est situé dans la wilaya de Skikda. Il comprend un rez-de-jardin, un rez-de-chaussée, ainsi que quatre étages dotés d'un système de contreventement mixte. La zone est classée en catégorie sismique V selon les prescriptions des normes RPA99 version 2024.

Afin d'évaluer la stabilité et la performance de la structure, une analyse structurelle détaillée a été réalisée. Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été conduit conformément aux exigences des normes BAEL 91 et RPA 2024, suivie d'une étude sismique avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2024 basée sur la réglementation RPA 2003.

Les résultats obtenus ont permis de formuler des conclusions significatives ainsi que des recommandations adaptées, fournissant ainsi des bases solides pour orienter les étapes suivantes du projet et optimiser la conception et la réalisation de la structure.

Mots clés : Structure, dalle pleine, robot 2024, ferrailage, BAEL 99, RPA 2024, étude sismique, fondation isolée, BIM's.

Abstract

This project concerns the in-depth study of a university center with a capacity of 8,000 educational spaces. The structure of irregular configuration is located in the province of Skikda. It includes a garden level, a ground floor, as well as four floors with a mixed bracing system. The area is classified in seismic category V according to the requirements of the RPA99 standards version 2024.

In order to evaluate the stability and performance of the structure, a detailed structural analysis was carried out. The pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with the requirements of BAEL 91 and RPA 2024, followed by a seismic study using the Autodesk Robot Structural Analysis 2024 software based on the RPA 2003 regulations.

The results obtained allowed to formulate significant conclusions as well as adapted recommendations, thus providing a solid foundation to guide the next steps of the project and optimize the design and realization of the structure.

Keywords: Structure, filled slab, robot 2024, Arming, BAEL 99, RPA 2024, seismic study, isolated foundation, BIM's.

ملخص

يتعلق هذا المشروع بدراسة معمقة لمركز جامعي يتسع لـ 8000 مساحة تعليمية. يقع الهيكل ذو التكوين غير المنتظم في ولاية سكيكدة. يشتمل على طابق حديقة وطابق أرضي بالإضافة إلى أربعة طوابق بنظام تدعيم مختلط. تم تصنيف المنطقة ضمن الفئة الزلزالية الخامسة وفقاً لمتطلبات معايير RPA 2024.

من أجل تقييم استقرار وأداء الهيكل، تم إجراء تحليل هيكل مفضل. ثم تحديد الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً لمتطلبات BAEL 91 و RPA99 الإصدار 2024، تلا ذلك دراسة زلزالية باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis 2024 استناداً إلى لوائح RPA 2003.

وقد سمحت النتائج التي تم الحصول عليها بصياغة استنتاجات هامة بالإضافة إلى توصيات ملائمة، وبالتالي توفير أساس متين لتوجيه الخطوات التالية للمشروع وتحسين تصميم وتنفيذ الهيكل.

الكلمات المفتاحية: الهيكل، البلاطة المملوءة، Robot2024 ، التسليح، BAEL 99 ، RPA 2024 ، الدراسة الزلزالية، الأساس المعزول، BIM's.

List des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Zonage sismique de l'Algérie	2
Figure I.2 : Plan de situation	3

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

Figure II.1 : Diagramme des déformations limites de la section à ELU	7
Figure II.2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU	12
Figure II.3 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELS	12
Figure II.4 : Les types d'acier	14
Figure II.5 : Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU	15
Figure II.6 : Les types de brique en terre cuite	16
Figure II.7 : Le mur rideau VEP	17

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure III.1 : Dimensions de la poutre	21
Figure III.2 : Pré-dimensionnement de la poutre (la pergola)	22
Figure III.3 : Pré-dimensionnement de la poutre (partie centrale)	23
Figure III.4 : Plancher de la dalle pleine	23
Figure III.5 : Pergola	24
Figure III.6 : Coupe de voile en évaluation	26
Figure III.7 : Coupes de voile en plan	26
Figure III.8 : Poteau circulaire (partie centrale)	27
Figure III.9 : Schéma représentatif	28
Figure III.10 : Coffrage des poteaux	31
Figure III.11 : Poteau circulaire (la pergola)	32
Figure III.12 : Pré-dimensionnement des poteau circulaires	32
Figure III.13 : Poteau rectangulaire	33
Figure III.14 : Pré-dimensionnement de poteau rectangulaire	36
Figure III.15 : Les caractéristiques géométriques d'un escalier	36
Figure III.16 : Dimensionnement de l'escalier	39
Figure III.17 : Pré-dimensionnement de la poutre palière (les escaliers de 2 volées)	40
Figure III.18 : Pré-dimensionnement de la poutre palière (les escaliers de 3 volée)	41
Figure III.19 : Pré-dimensionnement de la poutre palière N 01 (les escaliers d'entrée)	41
Figure III.20 : Pré-dimensionnement de la poutre palière N 02 (les escaliers d'entrée)	42

Figure III.21 : Pré-dimensionnement de l'acrotère.....	42
Chapitre IV : Étude des dalles pleines et la pergola	
Figure IV.1 : Panneau (1m x 1m)	48
Figure IV.2 : Le plus grand panneau.....	48
Figure IV.3 : Le schéma des moments de la dalle à ELU dans le sens x.....	49
Figure IV.4 : Le schéma des moments de la dalle à ELU dans le sens y.....	49
Figure IV.5 : Le schéma des moments de la dalle à ELS dans le sens x	49
Figure IV.6 : Le schéma des moments de la dalle à ELS dans le sens y	50
Figure IV.7 : Le schéma des moments réels de calcul à ELU dans le sens x	50
Figure IV.8 : Le schéma des moments réels de calcul à ELU dans le sens y.....	50
Figure IV.9 : Le schéma des moments réels de calcul à ELS dans le sens x.....	50
Figure IV.10 : Le schéma des moments réels de calcul à ELS dans le sens y.....	51
Figure IV.11 : Schéma de ferrailage dans les deux sens.....	58
Figure IV.12 : Le plus grand portée	59
Figure IV.13 : Schéma de ferrailage dans les deux sens.....	64
Figure IV.14 : Schéma de ferrailage dans les deux sens.....	70
Figure IV.15 : Le plus grande portée	70
Figure IV.16 : Schéma de ferrailage dans les deux sens.....	76
Chapitre V : Étude des éléments non structuraux	
Figure V.1 : Type et caractéristiques géométriques des escaliers.....	78
Figure V.2 : Schéma statique de l'escalier	79
Figure V.3 : La section à ferrailer	80
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier de deux volées	86
Figure V.5 : Schéma statique de l'escalier.....	87
Figure V.6 : La section à ferrailer	88
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier de trois volées (RDJ).....	93
Figure V.8 : Schéma statique	93
Figure V.9 : La section à ferrailer	94
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'entrée.....	99
Figure V.11 : Schéma statique de la poutre palière	100
Figure V.12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière des escaliers de deux volées.....	104
Figure V.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière des escaliers de trois volées	108
Figure V.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier d'entrée	112

Figure V.15 : Schéma statique de l'acrotère	112
Figure V.16 : La section à ferrailer	114
Figure V.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	117
Chapitre VI : Perspective sur les BIM	
Figure VI.1 : Building information modeling	120
Chapitre VII : Étude sismique	
Figure VII.1 : Réglage des préférences	128
Figure VII.2 : Définir les axes (grille)	128
Figure VII.3 : Définir les sections	129
Figure VII.4 : Modélisation des éléments barres	129
Figure VII.5 : Définir les cas de charge	129
Figure VII.6 : Modèle 3D	130
Figure VII.7 : Spectre de réponse suivant x, y	136
Figure VII.8 : Disposition des voiles	137
Figure VII.9 : Mode 1 (translation suivant y)	137
Figure VII.10 : Mode 2 (translation suivant x)	137
Figure VII.11 : Mode 3 (Rotation)	138
Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux	
Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage des poutres principale	150
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	153
Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux R (45 x 60)	161
Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage des poteaux C (D=75 cm)	163
Figure VIII.5 : Schéma de ferrailage du voile	170
Chapitre IX : Étude des fondations	
Figure IX.1 : Le schéma de ferrailage d'un semelle isolée (4.2 x 4.2) m ²	175
Figure IX.2: Le schéma de ferrailage d'un semelle isolée 3.5 x 3.5 m ²	177
Figure IX.3 : Le schéma de ferrailage d'un semelle fillante	179
Figure IX.4 : Le schéma de ferrailage de longrine	181
Figure IX.5 : Le schéma de ferrailage des voiles périphériques	182

List des tableaux

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau II.1 : La résistance caractéristique du béton à la compression (7/14/28/90) jours	10
Tableau II.2 : Les caractéristiques des types d'acier	13
Tableau II.3 : La résistance à la flexion de la brique (MPa)	16

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau III.1 : Charge permanente du plancher étage courant	25
Tableau III.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	25
Tableau III.3 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse).....	28
Tableau III.4 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse + 4 ^{ème} étage) ..	29
Tableau III.5 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 3 ^{ème} étage).....	29
Tableau III.6 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 2 ^{ème} étage).....	29
Tableau III.7 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 1 ^{er} étage)	30
Tableau III. 8 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure	30
Tableau III.9 : Vérification de la condition de la section réduite	31
Tableau III.10 : Vérification de la condition de RPA 2024	32
Tableau III.11 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (pergola).....	32
Tableau III.12 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse)	33
Tableau III.13 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse +4 ^{ème} étage) .	33
Tableau III.14 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 3 ^{ème} étage).....	34
Tableau III.15 : Charge permanente et charge d'exploitation (terrasse jusqu'à 2 ^{ème} étage)	34
Tableau III.16 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 1 ^{er} étage).....	34
Tableau III.17 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure	35
Tableau III.18 : Vérification de la condition de la section réduite	35
Tableau III.19 : Vérification de la condition de RPA 2024	35
Tableau III.20 : Pré-dimensionnement des escaliers	37
Tableau III.21 : Pré-dimensionnement d'escalier de RDJ	38
Tableau III.22 : Pré-dimensionnement d'escalier de RDC.....	38
Tableau III.23 : Pré-dimensionnement d'escalier de 1 ^{er} au 4 ^{ème} étage	39

Tableau III.24 : Pré-dimensionnement d'escalier de terrasse.....	39
Tableau III.25 : Pré-dimensionnement d'escalier d'entrée	39
Tableau III.26 : Evaluation des charges de palier des escaliers du bloc administratif	43
Tableau III.27 : Evaluation des charges de palier des escaliers d'entrée	43
Tableau III.28 : Evaluation des charges de paillasse des escaliers du bloc administratif)	43
Tableau III. 29 : Evaluation des charges de paillasse des escaliers d'entrée.....	44
Tableau III.30 : Evaluation des charges de l'acrotère	44
Tableau III.31 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	44
Tableau III.32 : Evaluation des charges des murs intérieurs 01	45
Tableau III.33 : Evaluation des charges des murs intérieurs 02	45
Tableau III.34 : Evaluation des charges des éléments de la structure.....	45
Chapitre IV : Étude des dalles pleines et la pergola	
Tableau IV.1 : Les combinaisons des charges	49
Tableau IV.2 : Le coefficient de moment	49
Tableau IV.3 : Les moments de la dalle.....	50
Tableau IV.4 : Les moments réels de la dalle	50
Tableau IV.5 : Le ferrailage de la dalle dans les deux sens	51
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens	53
Tableau IV.7 : Vérification à ELS dans les deux sens.....	54
Tableau IV.8 : Vérification de la flèche dans les deux sens	55
Tableau IV.9 : Les combinaisons des charges	59
Tableau IV.10 : Le coefficient de moment	59
Tableau IV.11 : Les moments de la dalle articulée.....	59
Tableau IV.12 : les moments réels de calcul	59
Tableau IV.13 : Le ferrailage de la dalle	60
Tableau IV.14 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens	60
Tableau IV.15 : Vérification à ELS dans les deux sens.....	61
Tableau IV.16 : Vérification de la flèche dans les deux sens	61
Tableau IV.17 : Les combinaisons des charges	64
Tableau IV.18 : Le coefficient de moment	65
Tableau IV.19 : Les moments de la dalle articulée.....	65
Tableau IV.20 : Les moments réels de calcul	65
Tableau IV.21 : Le ferrailage de la dalle	65

Tableau IV.22 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens	66
Tableau IV.23 : Vérification à ELS dans les deux sens.....	66
Tableau IV.24 : Vérification de la flèche dans les deux sens	67
Tableau IV.25 : Les combinaisons des charges	70
Tableau IV.26 : Le coefficient de moment	71
Tableau IV.27 : Les moments de la dalle articulée.....	71
Tableau IV.28 : Les moments réels de calcul	71
Tableau IV.29 : Le ferrailage de la dalle	71
Tableau IV.30 : Vérification de l'effort tranchant.....	72
Tableau IV.31 : Vérification à ELS dans les deux sens.....	72
Tableau IV.32 : Vérification de la flèche dans les deux sens	73
Chapitre V : Étude des éléments non structuraux	
Tableau V.1 : Les charges sur les escaliers du bloc administratif	78
Tableau V.2 : Les charges sur l'escalier d'entrée	78
Tableau V.3 : Calcul des combinaisons pour les escaliers du bloc administratif.....	79
Tableau V.4 : Calcul des combinaisons pour l'escalier d'entrée	79
Tableau V.5 : Calcul des sollicitations.....	80
Tableau V.6 : Calcul de moment réduit en travée.....	81
Tableau V.7 : Calcul de moment réduit en appui	81
Tableau V.8 : Calcul le ratio d'armature (ρ).....	83
Tableau V.9 : Calcul des sollicitations.....	87
Tableau V.10 : Calcul de moment réduit en travée.....	88
Tableau V.11 : Calcul de moment réduit en appui	88
Tableau V.12 : Calcul le ratio d'armature (ρ).....	89
Tableau V.13 : Calcul des sollicitations.....	94
Tableau V.14: Calcul de moment réduit en travée.....	94
Tableau V.15 : Calcul de moment réduit en appui	95
Tableau V.16 : Calcul le ratio d'armature (ρ).....	96
Tableau V.17 : Charges permanents	100
Tableau V.18 : Les réactions de l'escalier sur la poutre	100
Tableau V.19 : Les combinaisons des charges	100
Tableau V.20 : Calcul des sollicitations.....	100
Tableau V.21 : Calcul de moment réduit en travée.....	101

Tableau V.22 : Calcul de moment réduit en appui	101
Tableau V.23 : Contrainte tangentielle de torsion	103
Tableau V.24 : Les armatures de torsion	103
Tableau V.25 : Charges permanentes	104
Tableau V.26 : Les réactions de l'escalier sur la poutre	104
Tableau V.27 : Les combinaisons des charges	105
Tableau V.28 : Calcul des sollicitations	105
Tableau V.29 : Calcul de moment réduit en travée.....	105
Tableau V.30 : Calcul de moment réduit en appui	106
Tableau V.31 : Contrainte tangentielle de torsion	107
Tableau V.32 : Les armatures de torsion	107
Tableau V.33 : Charges permanentes	108
Tableau V.34 : Les réactions de l'acier sur la poutre	108
Tableau V.35 : Charges permanentes	108
Tableau V.36 : Calcul des sollicitations	109
Tableau V.37 : Calcul de moment réduit en travée.....	109
Tableau V.38 : Calcul de moment réduit en appui	109
Tableau V.39 : Contrainte tangentielle de torsion	111
Tableau V.40 : Les armatures de torsion	111
Tableau V.41 : Evaluation des charges et force sismique.....	113
Tableau V.42 : Calcul des efforts normaux et les moments	113
Tableau V.43 : Les combinaisons des actions	114
Tableau V.44 : Calcul de l'excentricité	114
Tableau V.45 : Calcul de la section d'armature.....	115
Tableau V.46 : Calcul des coefficients (c, p, q).....	116
Chapitre VII : Étude sismique	
Tableau VII. 1 : Critères de classification	127
Tableau VII.2 : Centre de gravité et centre de rigidité.....	130
Tableau VII.3 : Calcul de l'excentricité (théorique, accidentelle, retenue)	131
Tableau VII.4 : Coefficient d'accélération de zone A (T 4.1)	132
Tableau VII. 5 : La période fondamentale par la formule empirique	132
Tableau VII.6 : Le pourcentage d'amortissement critique (T 4.2)	133
Tableau VII.7 : Valeur de T_1 et T_2 (T 4.7).....	133

Tableau VII.8 : Valeurs des pénalités (T 4.4)	134
Tableau VII.9 : Le poids total de la structure	134
Tableau VII.10 : Résultats des forces sismiques selon la hauteur	135
Tableau VII.11 : Distribution horizontale des forces sismiques	136
Tableau VII.12 : Vérification de la période fondamentale	138
Tableau VII.13 : Vérification de l'effort tranchant à la base	138
Tableau VII.14 : Vérification de déplacement relatif suivant x.....	139
Tableau VII.15 : Vérification de déplacement relatif suivant y.....	139
Tableau VII.16 : Vérification des sollicitations normales	140
Tableau VII.17 : Vérification des sollicitations tangentes	140
Tableau VII.18 : Vérification de contrainte de cisaillement.....	141
Tableau VII.19 : Calcul le moment de renversement	141
Tableau VII.20 : Calcul le moment stabilisant	142
Tableau VII.21 : Vérification de l'effet (P - Δ) suivant x.....	142
Tableau VII.22 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant y.....	143
Tableau VII.23 : Dimension finale des poutres et poteaux.....	143
Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux	
Tableau VIII.1 : Données de calcul	146
Tableau VIII.2 : Les sollicitations maximales pour les poutres principales	147
Tableau VIII.3 : Les armatures longitudinales à l'ELU.....	147
Tableau VIII.4 : Les armatures longitudinales à l'ELA.....	147
Tableau VIII.5 : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.....	148
Tableau VIII.6 : Les sollicitations maximales pour les poutres secondaires	150
Tableau VIII.7 : Les armatures longitudinales à l'ELU.....	151
Tableau VIII.8 : Les armatures longitudinales à l'ELA.....	151
Tableau VIII.9 : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.....	152
Tableau VIII.10 : Les sections imposées par le RPA 99 /2003	154
Tableau VIII.11 : La valeur maximale d'espacement.....	155
Tableau VIII.12 : La quantité d'armatures transversales minimales	155
Tableau VIII.13 : Les sollicitations sur les poteaux.....	156
Tableau VIII.14 : Calcul de l'excentricité	156
Tableau VIII.15 : Calcul des coefficients (c, p, q).....	158
Tableau VIII.16 : Vérification de flambement.....	160

Tableau VIII.17 : Vérification de la stabilité de forme	160
Tableau VIII.18 : Calcul de l'espacement	160
Tableau VIII.19 : La section d'armatures transversales	161
Tableau VIII.20 : L'excentricité et la nature de la section du poteau C (D = 75 cm).....	161
Tableau VIII.21 : La section d'armature calculée du poteau C (D = 75 cm).....	161
Tableau VIII.22 : La vérification des armatures longitudinales	162
Tableau VIII.23 : La vérification des contraintes à l'ELS	162
Tableau VIII.24 : La vérification de l'effort tranchant à l'ELU	162
Tableau VIII.25 : La vérification de flambement	162
Tableau VIII.26 : La vérification de la stabilité de forme	162
Tableau VIII.27 : Espacement et armatures transversales	162
Tableau VIII. 28 : Données de calcul	164
Tableau VIII.29 : Les sollicitations du voile.....	165
Tableau VIII.30 : Calcul des contraintes limites de cisaillement	167
Tableau VIII.31 : Les caractéristiques géométriques des voiles.....	167
Tableau VIII.32 : Vérification de la résistance au flambement	168
Tableau VIII.33 : Calcul des contraintes et la nature de la section des voiles.....	168
Tableau VIII.34 : Calcul des forces dans les voiles entièrement comprimées	168
Tableau VIII.35 : Calcul des forces dans les voiles partiellement comprimées	168
Tableau VIII.36 : Calcul des forces dans les voiles entièrement tendue	169
Tableau VIII.37 : Choix d'armatures (section entièrement comprimée).....	169
Tableau VIII.38 : Choix d'armatures (section partiellement comprimée).....	169
Tableau VIII.39 : Choix d'armatures (section entièrement tendue)	169
Tableau VIII.40 : Vérification des contraintes de cisaillement	169
Tableau VIII.41 : Les armatures horizontales des voiles.....	170
Chapitre IX : Étude des fondations	
Tableau IX.1 : Les types des fondations	172
Tableau IX.2 : Le condition de chois des semelles.....	173
Tableau IX.3 : L'encrage de la fondation.....	173
Tableau IX.4 : La section de ferrailage calculée.....	174
Tableau IX.5 : Récapitulatif du ferrailage	174
Tableau IX.6 : L'espacement entre les barres	174
Tableau IX.7 : L'encrage de la semelle	175

Tableau IX.8 : La section de ferrailage calculée.....	176
Tableau IX.9 : Récapitulatif du ferrailage	176
Tableau IX.10 : L'espacement entre les barres	176
Tableau IX.11 : Le condition de choix de la semelle.....	177
Tableau IX.12 : L'encrage de la semelle	178
Tableau IX.13 : La section de ferrailage calculée.....	178
Tableau IX.14 : Récapitulatif du ferrailage	178
Tableau IX.15 : Récapitulatif du ferrailage	178
Tableau IX.16 : Le comportement des courbes	179
Tableau IX.17 : Vérification de poinçonnement.....	180
Tableau IX.18 : Vérification des conditions de résistance des semelles	180
Tableau IX.19 : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée	180
Tableau IX.20 : Vérification de condition de RPa2003.....	181
Tableau IX.21 : Ferrailage des voiles périphériques	182

List des symboles

- L : La longueur.
- l : La largeur.
- H : La hauteur.
- ELU : État limite ultime.
- ELS : État limite de service.
- ϵ_{bu} : Raccourcissement ultime du béton.
- ϵ_{su} : Allongement de l'acier.
- M_t : Moment réel de calcul.
- μ : Moment réduit.
- A_s : La section de l'acier.
- A_{max} : La section d'armatures maximales.
- S_t : L'espacement minimal.
- V : L'effort tranchant.
- I : Moment d'inertie.
- I_f : Moment d'inertie fictif.
- f : La flèche.
- f_{adm} : La flèche admissible.
- ν : Coefficient de poisson.
- τ_u : Contraintes de cisaillement à ELU.
- σ_{bc} : Contraintes de compression du béton.
- γ_b : Coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- σ_{st} : Contraintes de traction d'acier.
- η : Coefficient de fissuration.
- Q : Facteur de qualité.
- W : Poids total de la structure.
- Ψ_s : Facteur d'adhérence.
- U_c : Périmètre du contour.
- d : Hauteur utile.
- B_r : Section réduite du béton.
- A : La section d'acier comprimé.
- h : Hauteur de la contremarche.
- g : Le giron de la marche.
- N : Nombre des contremarches.
- n : Nombre des marches.
- M_u : Moment en travée.
- A'_s : Section d'armature comprimé.
- $A_{s\ min}$: La section minimale d'armatures.
- A_t : La section d'armatures transversales.
- $e_{thé}$: Excentricité théorique.
- e_{acc} : Excentricité accidentelle.
- e_r : Excentricité retenue.
- V : La force sismique.
- ρ : La masse volumique.
- m : La masse de matériaux.
- V : Volume de matériaux.
- h_e : Hauteur libre.
- e : Épaisseur.
- Q : Charge d'exploitation.
- G : Charge permanente.
- E : Effort sismique.
- α : Coefficient d'élanement mécanique.
- λ : Élanement mécanique.
- A_r : La section de répartition.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.
- P_q : Valeurs de pénalités.
- h_N : La hauteur totale de la structure.
- β : Coefficient de pondération.

- N_s : Effort normal de calcul de service.
- N_t : Effort de traction moyen.
- σ_f : La contrainte de la fondation.
- M_s : Moment stabilisant.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.
- σ_s : Contrainte correspondant.
- ϕ_t : Armature transversale.
- G : Module de la déformation transversale.
- h_j : Niveau du plancher quelconque.
- W_i : Poids revenant au plancher "i".
- L_f : La longueur de flambement du poteau.
- Ω : Surface délimitée par la fibre moyenne.
- V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage "k".
- f_{c28} : La résistance caractéristique à " 28 " jours.
- E_{ij} : Module de la déformation instantanée du béton.
- E_{vj} : Module de la déformation différé du béton.
- $T_{empirique}$: La période fondamentale (formule empirique).
- N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance.
- F_t : La force concentrée au sommet de la structure.
- F_i : La force horizontale concentrée au niveau "i".
- $X_G ; Y_G$: Les coordonnées de centre de gravité.
- n : Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton.
- ϕ : Le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.
- Ψ_1 : Coefficient de remplissage.
- e_{Nc} : Excentricité critique.
- N_d : L'effort normal de calcul.
- V_t : L'effort tranchant à la base.
- δ_k : Le déplacement horizontal.
- Δ : Déplacement relatif.
- M_{sp1} : Moment correspondant.
- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ρ_a : Coefficient correcteur.
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- t : Espacement des armatures transversales.
- Ω : Surface délimitée par la fibre moyenne.
- $X_r ; Y_r$: Les coordonnées de centre de rigidité.
- $T_{analytique}$: La période fondamentale (logiciel).
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- A : Coefficient de comportement global de la structure.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- f_{cj} : La résistance caractéristique à la compression du béton à " J " jours.
- E : Module de la déformation longitudinale (module de Young).
- f_{jt} : La résistance caractéristique à la traction du béton à " J " jours.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le génie civil englobe l'ensemble des méthodes et techniques de construction civile, se scindant principalement en deux secteurs : les travaux publics, regroupant les infrastructures et ouvrages d'art, et le bâtiment, destiné à l'habitation humaine. Les ingénieurs civils sont chargés de la conception, de l'exécution et de la réhabilitation de ces structures, tout en veillant à la sécurité des usagers et à l'optimisation économique.

La conception d'une structure répondant aux normes parasismiques représente une tâche complexe, en raison des exigences strictes de sécurité imposées par la réglementation. Ces exigences varient en fonction de l'importance du projet, tout en intégrant la dimension économique, notamment le coût croissant des matériaux de construction. Ainsi, il est essentiel d'optimiser la conception pour garantir un bon compromis entre sécurité et rentabilité.

En Algérie, le règlement parasismique évolue de manière continue, en tenant compte de l'activité tectonique du territoire. Cette évolution permet de réviser et d'adapter les lois afin de mieux répondre aux besoins de stabilité des structures face aux sollicitations sismiques.

L'étude présentée dans ce travail porte sur une structure à usage d'étude ou de bureaux, composé d'un rez-de-chaussée (RDC), d'un rez-de-jardin (RDJ) et de quatre étages. Cette ouvrage est implantée dans une zone de élevée sismicité (zone V). Il est constitué d'un système de portiques (poteaux-poutres) associé à des voiles en béton armé assurant le contreventement.

Dans ce contexte, le travail s'articulera autour des chapitres suivants :

✚ Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

Ce chapitre introduit le contexte de l'étude, présente le site d'implantation, la nature du projet.

✚ Chapitre 02 : les caractéristiques des matériaux utilisées

Ce chapitre introduit les principales caractéristiques architecturales et structurales.

✚ Chapitre 03 : Pré-dimensionnement et descente des charges

Il s'agit ici de recenser les différentes actions appliquées à la structure (charges permanentes et variables) et de réaliser un pré-dimensionnement des éléments porteurs.

✚ Chapitre 04 : Étude des dalles pleines et la pergola

Cette section traite du dimensionnement des éléments structurellement secondaires, avec un focus particulier sur les planchers.

✚ Chapitre 05 : Étude des éléments non structuraux

Cette section est consacrée à l'étude du dimensionnement des structures non porteuses, notamment les escaliers et les acrotères.

✚ Chapitre 06 : Perspectives sur les BIM

Cette partie aborde l'utilisation du BIM, les logiciels de modélisation utilisés et la méthodologie de calcul adoptée.

✚ Chapitre 07 : Étude sismique

L'ouvrage est modélisé en 3D et soumis à une analyse sismique afin de déterminer ses réponses aux sollicitations sismiques, en utilisant un logiciel de calcul adapté.

Introduction générale

+ Chapitre 08 : Étude des éléments structuraux

Ce chapitre porte sur le dimensionnement détaillé des éléments porteurs principaux, à savoir les poutres, les poteaux et les voiles.

+ Chapitre 09 : Étude des fondations

Cette analyse vise à déterminer le type de fondation approprié, ses dimensions et son ferrailage, en tenant compte des propriétés du sol et des charges appliquées.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

L'étude correcte d'une construction dépend d'un ensemble des facteurs tels que la localisation géographique, les caractéristiques géotechniques du sol, les caractéristiques mécaniques, physiques, thermiques et chimiques des matériaux utilisés.

Dans ce chapitre, nous aborderons la classification parasismique selon la localisation et l'importance de l'ouvrage ainsi que les règlements utilisés dans cette étude.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste en la réalisation d'un pôle universitaire de 8000 places pédagogiques dans la wilaya de Skikda – exactement–, en face du terminus des bus de l'université 20 août 1955. Le projet s'étend sur une surface totale de 21255.36 m², permettant l'aménagement optimale des infrastructures pédagogiques, et des zones de circulation, il se compose de 14 joints structuraux, classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024 comme une zone élevée sismicité (zone V) avec un site ferme S₂ et classé dans le groupe 1B, ce projet est composé d'un rez-de-chaussée et rez-de jardin et de quatre (04) étages.

Notre projet est un mélange d'architecture moderne avec des monoblocs joutant l'un à l'autre, en faisant une harmonie bien adaptée avec l'aspect verdoyant environnant.

Cette étude est basée aux documents techniques exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et règlement parasismique RPA 2024.

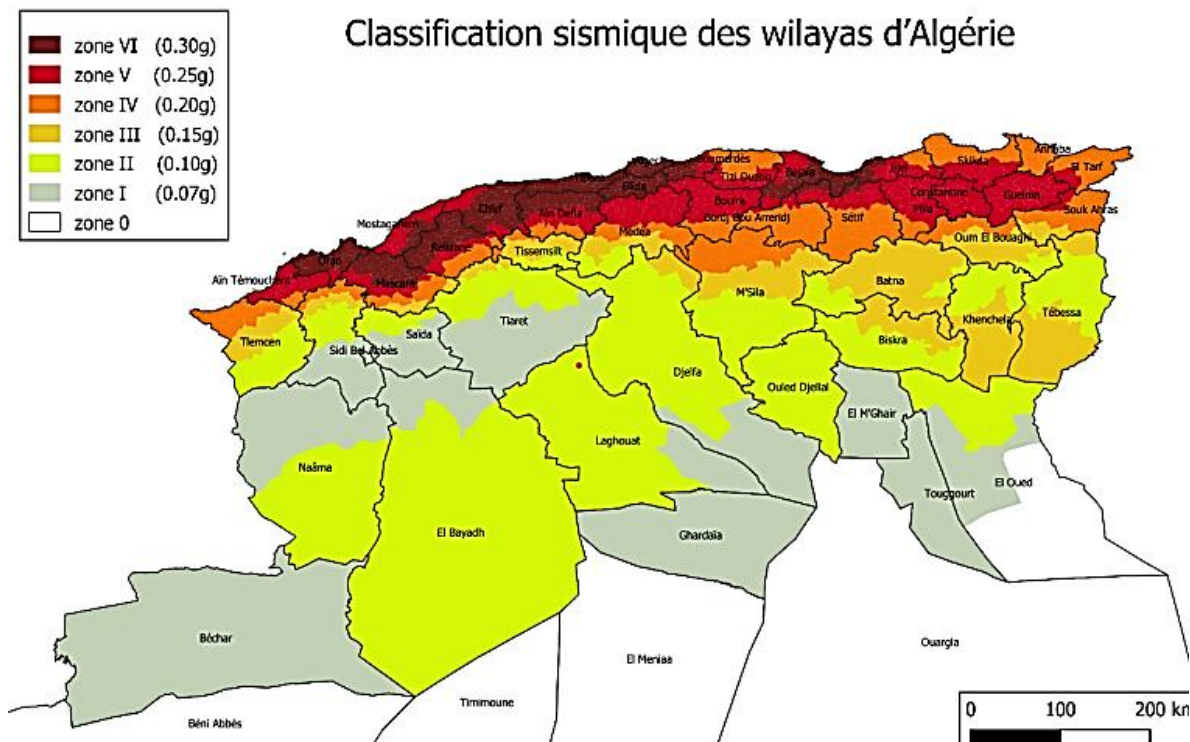


Figure I.1 : Zonage sismique de l'Algérie



Figure I.2 : Plan de situation

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Notre projet présente une irrégularité en plan et les dimensions sont beaucoup plus explicatives sur plan.

- Longueur totale : $L = 46.49$ m.
- Largeur totale : $l = 33.75$ m.
- Hauteur d'étage : $H_{\text{étage}} = 4.08$ m.
- Hauteur de RDC : $H_{\text{RDC}} = 4.93$ m.
- Hauteur de RDJ : $H_{\text{RDJ}} = 4.25$ m.
- Hauteur totale de l'ouvrage : $H_{\text{totale}} = 25.50$ m.

I.4. Conception de l'ouvrage

I.4.1. Plancher

Est une structure horizontale en béton armé séparant les niveaux d'une structure, elle est complètement solide et sans vide interne, la dalle est coulée en une seule pièce, sans joint ni vide, ce qui lui confère une grande solidité et une bonne résistance aux charges.

I.4.2. Escalier

Est un élément en béton armé non structuraux, non porteur, ne supporte pas les charges. Il permet à relier entre les niveaux d'une structure en permettant la montée ou la descente d'un ou plusieurs utilisateurs, réalisés en béton armé coulé sur place.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.4.3.Maçonnerie

Le matériau plus utilisé est la brique pour construire des murs solides et esthétiques, il y a deux types :

- **Mur intérieur** : est construire de paroi simple en brique creuse d'épaisseur de 10 cm et d'autre paroi avec 15 cm d'épaisseur.
- **Mur extérieur** : est construire de doubles parois en briques creuses (10 cm d'épaisseur à l'intérieur et 15 cm d'épaisseur à l'extérieur) séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

I.4.4.La superstructure

La structure est renforcée par des voiles et des arcades pour assurer stabilité de tous sous l'influence des procédures verticales et horizontales.

I.4.5.L'acrotère

C'est un élément armé en béton, intégré dans le plancher de la terrasse et à son rôle drainage et conservation des eaux de pluie.

I.4.6.Le revêtement

Pour ce projet les revêtements utilisés sont :

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Sable.
- Isolation thermique.
- Gravillon de protection.
- Étanchéité multiple.
- Enduit en ciment.

I.5.Conclusion

Ce chapitre a permis de poser les bases de l'étude en présentant les principales caractéristiques de la structure, ainsi que les critères essentiels de sa conception. La classification sismique du site a été définie conformément aux réglementations en vigueur, ce qui influencera directement les choix structurels pour garantir la sécurité de l'ouvrage face aux séismes.

CHAPITRE II :

Les caractéristiques des matériaux utilisés

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

II.1.Introduction

Les matériaux de construction sont considérés comme tous les éléments utilisés pour la réalisation des bâtiments, d'infrastructures ou d'autre ouvrage, en béton armé ou en constructions métallique, ainsi qui sont largement utilisés dans le domaine de travaux publics. Ils peuvent être naturels (comme le bois, le sable) ou fabriqués (telle que le béton, l'acier...). Ces matériaux sont sélectionnés en fonction de leurs propriétés physiques, mécaniques, chimiques et thermiques.

II.2.Les normes et les documents techniques réglementaires d'étude

Sont des références indispensables dans le cadre de l'ingénierie, de la construction, et des projets techniques, car elles définissent les exigences minimales de sécurité, de performance et de qualité à respecter. Voici les différents types des documents techniques utilisés dans notre étude :

- **BAEL 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **RPA 2024** : Règlements parasismiques algériens.
- **DTR B.C.2.48** : Document technique réglementaire charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

II.2.1.Règlements parasismiques algériens

Est un ensemble des normes sert à garantir la résistance sismique des bâtiments et des structures en Algérie, il vise également à réduire les dommages causés par les tremblements de terre.

II.2.2.Document technique règlementaire

Le DTR B.C.2.84 vise à fournir les règles et les méthodes pour concevoir des structures en béton armé qui résistent de manière efficace aux forces générées par un séisme.

II.2.3.CBA 93

Est un règlement adopté pour définir les règles de conception et de calcul des structures en béton armé dans le cadre de projet de construction, Il est repose sur les principes du BAEL 91.

II.2.4.BAEL 91

Les recherches effectuées dans le domaine de la sécurité des constructions, avec l'introduction du probabilisme d'une part et le développement de la théorie de la plasticité d'autre de justification au sein des associations internationales en particulier le comité européen du béton (CEB) et la fédération internationale de la précontrainte (FIP). Ces principes sont repris par les différents règlements de calcul des états limites dont le BAEL.

II.2.4.1.État limites

On désigne par l'état limite un état au de la duquel l'ouvrage ou un de ces éléments cesse de répondre aux fonctions pour lesquelles il été conçu, on désigne deux l'état limite.

a.État limite ultime

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction dans le but de maintenir :

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

- La stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La résistance de l'un des matériaux de construction.
- La stabilité de la forme.

a.1.Hypothèse de calcul (BAEL 91)

- Les sections droites restent planes après la déformation.
- La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.
- Compatibilité des déformations aciers-béton, il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Raccourcissement ultime du béton est limitée à :

$$\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰ en flexion simple. } \epsilon_{bu} = 2\text{‰ en compression simple.}$$

- Allongement de l'acier est limité à ϵ_{su} en traction et en compression ($\epsilon_{su} = 10\text{‰}$).
- Diagramme des 03 pivots.

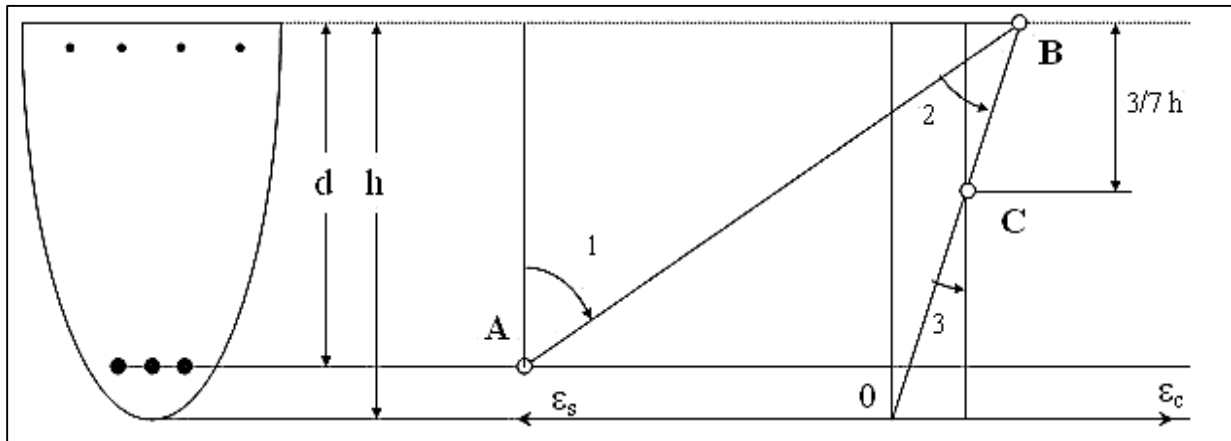


Figure II.1 : Diagramme des déformations limites de la section à ELU (BAEL 91)

➔ Pivot A (Domaine 01)

- Allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_{su} = 10\text{‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

➔ Pivot B (Domaine 02)

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimée).

➔ Pivot C (Domaine 03)

- Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bu} = 2\text{‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7}h$.
- Pièces soumises à la compression simple ou à la flexion composée.

b.État limite de service

C'est l'état au de la duquel ne sont plus satisfaites les conditions d'exploitation et de durabilité qui comprennent dans le but de :

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

- Empêcher la formation des fissures.
- Assurer que les armatures sont convenablement déposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Vérifier que les déformations sont inférieures aux déformations limites.

b.1.Hypothèse de calcul (BAEL 91)

- Les sections droites restent planes après la déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul des armatures.
- Par convention le rapport entre les modules d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, ou coefficient d'équivalence est prise égal à $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.
- On ne déduit pas l'aire d'acier de l'aire de béton comprimé.

La vérification à effectuer portent sur :

- ✓ Un état limite de compression du béton.
- ✓ Un état limite d'ouverture des fissures.

II.3.Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bloc administratif au nouveau pôle universitaire de 1955 de SKIKDA doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 2024 et CBA93).

II.3.1.Le béton

❖ **Définition :** Est un matériau de construction artificiel composite constitué des granulats (gravier), le ciment, le sable et l'eau principalement. Nous pouvons ajouter des adjuvants afin d'améliorer les propriétés de béton soit à l'état frais ou durci.

❖ **Composition du béton**

✓ **Ciment :** Est un liant hydraulique, c'est-à-dire, qui gâchée avec de l'eau forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et processus l'hydratation, et qui parés durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Le ciment constitue principalement de clinker (K), laitier granulé au haut fourneau (S), les pouzzolanes naturelles (Z), les cendres volantes, calcaires (L) et la fumée de silice (D). Il est défini par son type (portland, alumineux,...), et par sa classe de résistance (32.5 ; 42.5 et 52.5) qui présente des indications sur la résistance à la compression à 2,7 et 28 jours d'âge des mortiers normalisés à base de ce ciment.

Exemple : CPA : ciment portland artificiel (95% clinker + 5% gypse).

CPJ : ciment portland composé (80% clinker + 5% gypse + 15% addition).

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

CRS : ciment résistant au sulfate.

- **Les graviers** : Sont des matériaux inertes composé de petits morceaux de roche ou de pierre, généralement d'une taille variant de 5 à 40 mm de diamètre. C'est l'ensemble des grains dont l'origine peut être naturelles, artificielles, ou provenant de recyclages.
- **Le sable** : Est un matériau granulaire peut être naturel (lit de rivière, rivage de la mer,...) ou artificiel (obtenu par concassage des roches dures comme le calcaire, granit et quartzite,...), principalement d'une taille ($< 5\text{mm}$).
- **L'eau de gâchages** : Les eaux de gâchage devront avoir les qualités physiques et chimiques par exemple : elles ne doivent pas contenir des matières en suspension au-delà de 2 g/litre, ni plus de 30 g d'impuretés dissoutes.
- **Les adjuvants** : Sont des produits chimiques ajoutés avant ou pendant le malaxage de béton en quantité inférieure à 5% du poids de ciment pour améliorer certaines propriétés soit à l'état frais, pendant la prise ou à l'état durcit. On a plusieurs types des adjuvants à mentionner : plastifiant, fluidifiant, accélérateur de prise, accélérateur de durcissement, anti gel, retardateur de prise, entraîneur d'air.
- **Les ajouts** : Sont des matériaux qui remplacent une partie du ciment dans le mélange de béton pour améliorer des propriétés à long terme (résistance, durabilité), telle que les cendres volantes, le laitier de haut fourneau et la silice,...etc.

Remarque

Les ajouts modifient la composition du béton de manière plus fondamentale, tandis que les adjuvants ont un rôle plus spécifique et temporaire.

Les composants typiques pour 1 m³ de béton est :

- Ciment : 250 à 500 kg.
- Gravier ($5\text{ mm} \leq D < 40\text{ mm}$) : 1000 à 1200 kg.
- Sable ($D < 5\text{ mm}$) : de 600 à 700 kg.
- Eau (de gâchage) : environ 150 à 200 litres.
- Adjuvants (facultatifs) : 1 à 5 kg.

II.3.1.1. La résistance caractéristique du béton à la compression

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droits de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

➤ Si $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si} \quad j < 60 \text{ jours (selon BAEL91)} \dots\dots\dots \text{(II.1)}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si} \quad j \geq 60 \text{ jours (selon BAEL91)} \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

➤ Si $f_{c28} > 40\text{ MPa}$, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours (selon BAEL91) (II.3)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours..... (II.4)}$$

Tableau II.1 : La résistance caractéristique du béton à la compression (7/14/28/90) jours

f_{c28} (MPa)	20.00	25.00	28.00	30.00	45.00
7j (MPa)	13.20	16.50	18.54	19.90	39.13
14j (MPa)	17.60	21.40	23.93	25.60	42.86
90j (MPa)	22.00	27.50	30.80	33.00	45.00

Le cas de notre projet f_{c28} égale à 25 MPa.

Avec

f_{cj} : La résistance caractéristique à " J " jours.

f_{c28} : La résistance caractéristique à " 28 " jours.

II.3.1.2.La résistance caractéristique du béton à la traction

Elle est symbolisée par " f_{tj} " à partir de C.B.A 93[A.2.1, 12], et défini par les deux relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa..... (II.5)}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{cj} > 60 \text{ MPa..... (II.6)}$$

✓ Le cas de notre projet f_{t28} égale à 2.1MPa.

II.3.1.3.La déformation longitudinale du béton

Déformations instantanées " E_{ij} " C.B.A.93 [A.2.1, 21], Pour le calcul sous charges de courte durée (≤ 24 h) défini par la formule :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}..... (II.7)$$

✓ D'après cette formule on obtient $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$.

Déformation différées " E_{vj} " C.B.A.93 [A.2.1, 22], pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (résulte principalement de l'évaporation de l'eau contenue dans le béton pendant la prise et le durcissement). Et du fluage (désigne la déformation progressive et lente du béton sous l'effet d'une contrainte constante sur une longue période) défini par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}..... (II.8)$$

✓ D'après cette formule on obtient $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 \text{ MPa}$.

II.3.1.4.La déformation transversale

Décrit le changement de dimension dans la direction perpendiculaire à la force appliquée. Cette déformation est souvent liée au coefficient de poisson, qui quantifie la relation entre la déformation longitudinale et transversale (AFNOR, 2019).

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots \text{(II.9)}$$

Avec

G : La déformation transversale.

E : Module de déformation longitudinale.

ν : Coefficient de poisson (0.2 à l'ELS et 0 à l'ELU).

II.3.1.5. Les contraintes limites

a. Contrainte de cisaillement

a.1. État limite ultime

Selon le (BAEL91 [A.5.1, 211]) les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{(II.10)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3.3 \text{ MPa}$.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{(II.11)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

b. Contrainte de déformation

b.1. État limite ultime

Selon le C.B.A [A.4.3.4.1] les contraintes limites ultimes de compression du béton sont données par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{cj} \dots \dots \dots \text{(II.12)}$$

Avec :

σ_{bc} : La contrainte limite ultime de compression du béton.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ dans le cas général. Alors } \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \\ \text{Alors } \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa.} \end{array} \right.$

θ : A une relation avec la durée d'application des charges. $\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{La durée} \geq 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.9 : 1 \leq \text{La durée} < 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.85 : \text{La durée} < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$

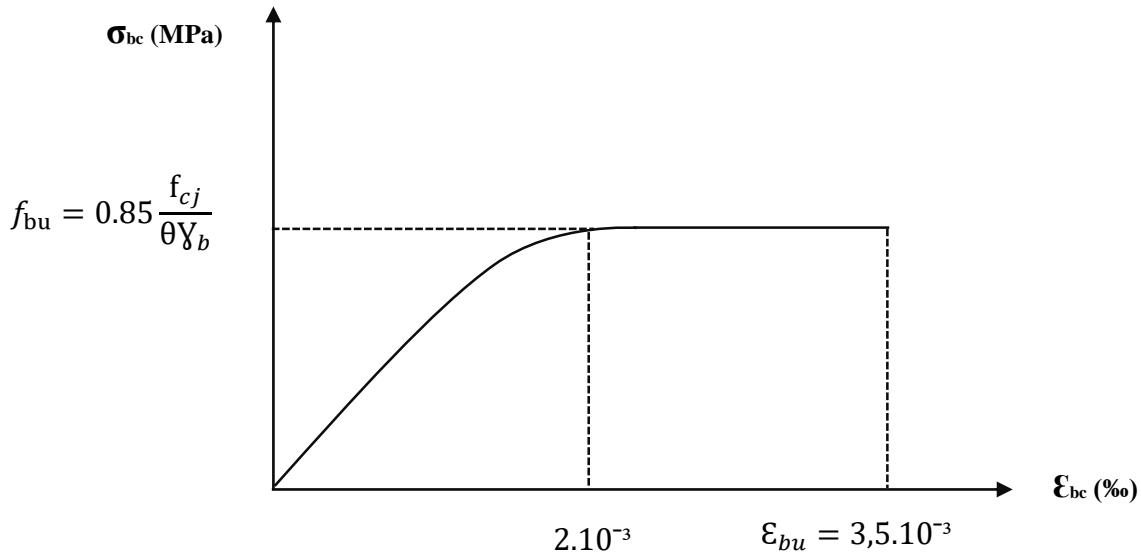


Figure II.2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU (BAEL 91)

b.2. État limite de service

Selon le C.B.A [A.4.5, 2] les contraintes limites de service de compression du béton sont données par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots (II.13)$$

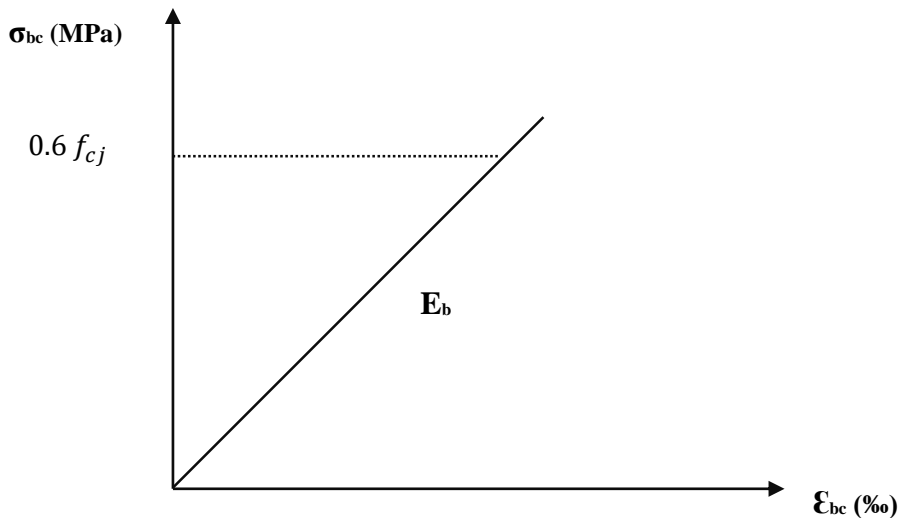


Figure II.3 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELS (BAEL 91)

II.3.2. Acier

❖ **Définition** : Il est intégré dans le béton sous forme de barres d’armature ou de treillis métalliques pour améliorer ses propriétés mécaniques, notamment sa résistance à la traction. Les aciers ne perturbent pas la forme du moule voulue. D’un part le béton protège les aciers de corrosion.

❖ **Type d’acier** : Il existe différents types d’armatures, leur qualité est contrôlée par la commission interministérielle d’homologation et de contrôle des armatures pour béton armé instituée par l’arrêté du 29 mars 1983.

• **Les ronds lisses (RL)** : Sont des aciers doux laminés à chaud, ils existent en deux nuances et sont caractérisés par leur limite d’élasticité désigné par Fe E.

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

Fe E22 qui est la notation européenne et correspond à la notation française : Fe E215, soit $f_e = 215$ MPa. Ils sont utilisés pour les armatures secondaires (cadres, étriers, épingles).

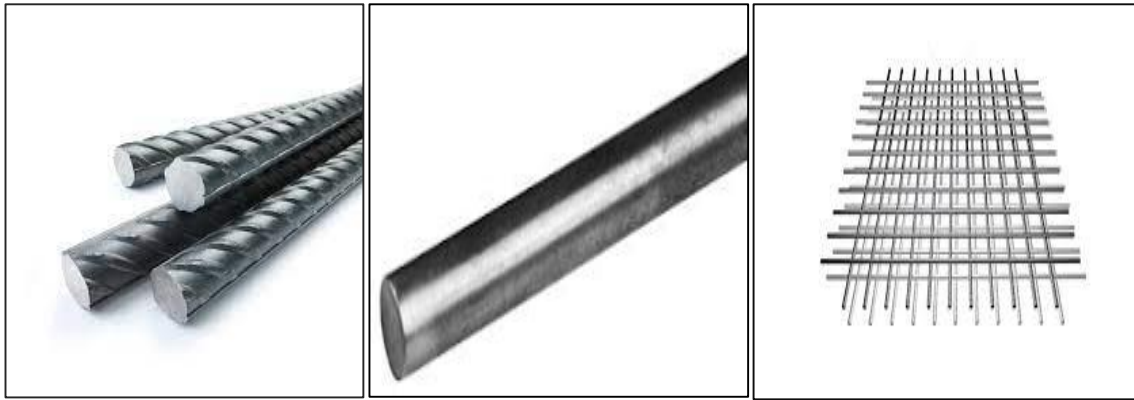
Fe E24 = Fe E 235, soit $f_e = 235$ MPa. Ils sont utilisés pour des cas particuliers ainsi que pour les crochets de levage et lorsqu'il faut procéder au pliage et au dépliage d'armatures (d'un diamètre supérieur à 10 mm).

• **À haute adhérence (HA) :** Dont la surface présente des saillies ou des creux. La surface de ces armatures présente des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe de la barre appelée verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes qui sont destinées à favoriser l'adhérence des armatures au sein du béton.

• **Treillis soudé (TS) :** Est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés au rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

Tableau II.2 : Les caractéristiques des types d'acier

Caractéristique	Types d'aciers					
	Doux et lisses		A haute adhérence		Treillis soudé	
	Fe E215	Fe E235	Fe E400	Fe E500	Lisses (T.S.L)	à haute adhérence
Limite élastique f_e (MPa)	215	235	400	500	500 (tous diamètres)	500 (tous diamètres)
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	≥ 230	≥ 410	≥ 480	550	550	550
Allongement à la rupture	22%		14%	12%	8%	
Coefficient de scellement symbole Ψ_s	1		1.5		1	1.5
Coefficient de fissuration symbole η	1		1.5		1	1.3 pour $d < 6$ mm 1.6 pour $d \geq 6$ mm
Diamètres courants en mm	6-8-10-12		6-8-10-12-14-16-20-25-32-40		3.5 mm à 9 mm avec un pas de 0.5 mm	3.5 mm à 12 mm avec un pas de 0.5 mm
Utilisation	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées.		Tous travaux en béton armé.	Emplois très fréquent. Emplois moins fréquent.	Emplois courants pour : <ul style="list-style-type: none"> • Radiers. • Voiles. • Planchers. • Dallages. 	



a- Les ronds lisses (RL)

b- A haut adhérence (HA)

c- Treillis soudé (TS)

Figure II.4 : Les types d'acier (Les types d'acier, s.d.)

II.3.2.1. Module d'élasticité longitudinal à l'acier

Est notée E qui mesure de rigidité d'un matériau, il exprime la relation entre la contrainte et la déformation dans le domaine élastique. Plus le module d'Young est élevé, plus le matériau est rigide. Par exemple, l'acier a un module d'Young beaucoup plus élevé que le caoutchouc. Donner par la formule suivante :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \dots\dots\dots \text{(II.14)}$$

Avec

σ : La contrainte en MPa.

ε : L'allongement relatif.

E : Module de Young en MPa, est constant et près égale à : $E_s = 200000$ MPa.

Par convention le rapport entre les modules d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, ou coefficient d'équivalence est près égale à : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

II.3.2.2. Les contraintes limites de traction de l'acier

a. État limite ultime

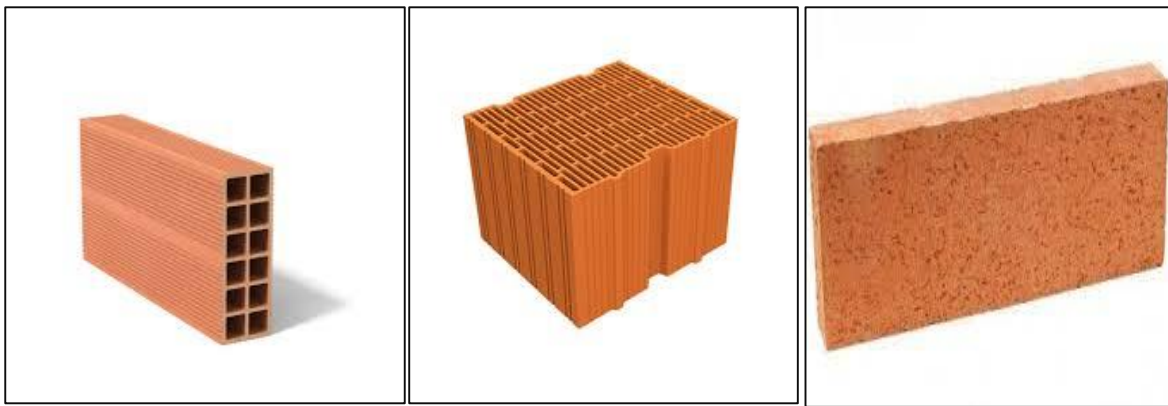
Limite d'élasticité de l'acier est donné par la formule suivante :

$$f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(II.15)}$$

Avec

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Dans les cas courants.} \\ 1 \text{ Dans les cas des Combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$



a- Brique creuse de 10 cm

b- Brique monomur

c- Brique pleine

Figure II.6 : Les types de brique en terre cuite (Les types de brique en terre cuite, 2022)

II.3.3.1. La résistance à la compression

La résistance à la compression mesure la capacité d'une brique à résister à des forces qui la compriment sans se déformer ou se casser (Neville, 2011).

- Brique de terre cuite : La résistance à la compression en générale varie entre 10 et 50 MPa.
- Brique de béton : Elle peut atteindre des résistances allant de 10 à 40 MPa.
- Brique pleine : Elle a une résistance à la compression d'environ 20 à 40 MPa.

II.3.3.2. Module d'élasticité

Le module d'élasticité des briques dépend de leur composition, de leur type, de leur densité et du procédé de fabrication. En général, pour des briques classiques (cuites à l'argile), les valeurs du module d'élasticité se situent entre 1500 et 3000 MPa (Neville, 2011).

II.3.3.3. La résistance à la flexion

La brique peut également être soumise à des efforts de flexion, par exemple dans des poutres, des murs porteurs ou d'autres éléments structurels exposés à des charges horizontales.

Tableau II.3 : La résistance à la flexion de la brique (MPa)

Type de brique	Brique en terre cuite	Brique en béton	Brique légères (béton cellulaire)
La résistance à la flexion (MPa)	5 à 10	10 à 20	2 à 5

II.3.4. Le mur rideau VEP (verre extérieur parclosé)

Le mur rideau aspect VEP est connu par son effet de damier ou de cadres. Les panneaux vitrés sont maintenus par des parcloses sur des profilés aluminium ouvrants ou fixes, séparés par des joints creux. De plus, chaque cadre est indépendant et dispose de son propre barrière d'étanchéité à l'eau, à l'air et au vent (Moniteur, 2014).

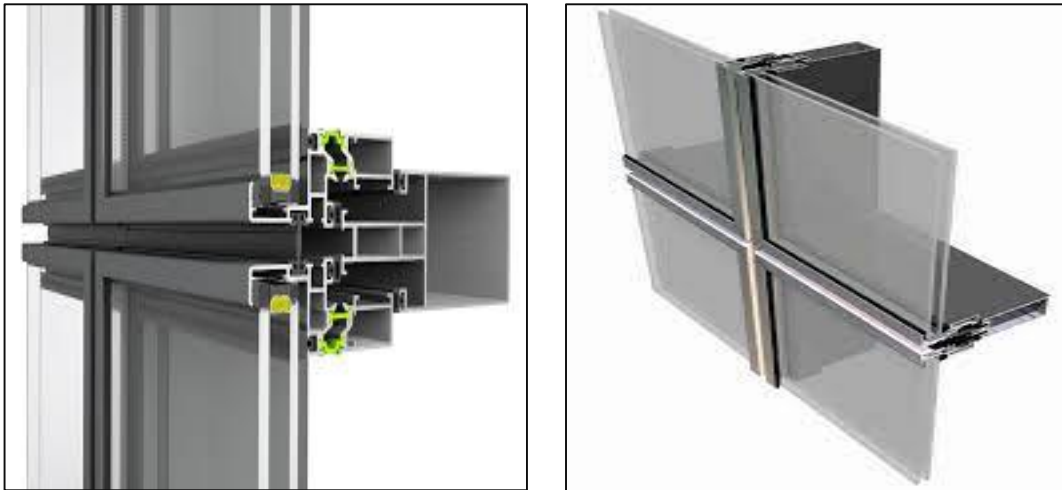


Figure II.7 : Le mur rideau VEP (Mur rideau VEP, 2024)

II.3.4.1. La déformation

Le mur rideau contient un joint de dilatation breveté, qui est une section multi chambre résiliente avec reprise multidirectionnelle du mouvement du plafond de +15 / -12 mm pour éviter la déformation.

II.3.4.2. Résistance à la traction

Les cadres métalliques souvent en aluminium ou en acier, doivent être capables de supporter des forces de traction sans déformation.

Ainsi, le mur rideau se caractérise comme suit :

- Le mur rideau est fixé sur la face externe de l'ossature porteuse du bâtiment (ou squelette).
- Son poids propre et la pression du vent sont transmis à l'ossature par l'intermédiaire d'attaches.
- Il est formé d'éléments raccordés entre eux par des joints. On réalisant ainsi une surface murale continue, aussi grande qu'on le désire.
- Un poids inférieur à 100 kg/m³. selon le type de remplissage (verre, bois, acier, ... etc.) lui procurant une excellente inertie (contre 200 kg/m³. pour une façade réalisée en béton ou en maçonnerie...).
- Une ossature composée de montants et traverses, dit secondaire, servant de support à des éléments de remplissage vitrés ou opaques, droits ou courbés. La livraison sur chantier de ces produits manufacturés permet une rapidité de la pose.
- Un système d'attaches permettant à cette ossature secondaire de reprendre la structure primaire d'un bâtiment en métal, béton ou bois, afin d'assurer sa stabilité vis-à-vis de celui-ci.
- Légèreté (50 à 80 kg/m²), soit 20 à 30 % du poids d'une construction traditionnelle.
- Encombrement réduit (de 10 à 20 cm), soit un gain de 10 à 30 cm par rapport à la construction traditionnelle (Moniteur, 2014).

II.4. Les caractéristiques physiques des matériaux

Sont les propriétés qui décrivent leur comportement et leurs performances sous différentes conditions. Ces propriétés sont essentielles appropriés dans diverses applications.

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

II.4.1. La masse volumique

La masse volumique notée ρ est une grandeur physique qui mesure la quantité de matière contenue dans un volume donné. Elle est définie comme le rapport de la masse sur le volume (Callister W. D & Rethwisch, 2014).

$$\rho = \frac{m}{v} \dots\dots\dots \text{(II.19)}$$

Avec

ρ : La masse volumique en kg/m^3 .

m : La masse de matériau en kg.

v : Le volume de matériau en m^3 .

Exemple

- La masse volumique de béton est 2400 kg/m^3 .
- La masse volumique de béton armé est 2500 kg/m^3 .
- La masse volumique de l'eau est 1000 kg/m^3 .
- La masse volumique de l'acier est 7850 kg/m^3 .
- La masse volumique de brique en terre cuite est varié entre 1500 kg/m^3 et 1800 kg/m^3 .

II.4.2. La porosité

La porosité est une propriété physique fondamentale des matériaux, qui décrit la présence et la répartition des pores (espaces vides) dans un matériau solide. Cette caractéristique a des implications directes sur les performances des matériaux dans divers domaines, notamment en construction, en génie civil, en géologie, et dans l'industrie des matériaux. La porosité influence des propriétés telles que la résistance mécanique, l'isolation thermique, la perméabilité à l'eau, et la capacité d'absorption de certains fluides (Neville, 2011).

II.4.3. La perméabilité

La perméabilité désigne la capacité d'un matériau à permettre le passage d'un fluide (air, eau, gaz,...etc.) à travers sa structure, soit par ses pores, soit par d'autres voies de circulation. Elle est particulièrement importante dans les matériaux de construction, car elle influence la résistance à l'eau, l'aération, et l'isolation thermique et acoustique des structures (Neville, 2011).

II.4.4. Le gonflement

Est un phénomène physique qui produit lorsqu'un matériau, généralement un solide, augmente de volume en raison de l'absorption d'un fluide (souvent de l'eau). Ce phénomène est principalement observé dans des matériaux poreux ou hydrophiles, tels que les polymères, les bois, les argiles, et certains composites (Forest, 2013).

II.5. Les caractéristiques thermiques des matériaux

Sont des propriétés physiques qui décrivent la façon dont un matériau réagit aux variations de température.

Chapitre II : Les caractéristiques des matériaux utilisés

II.5.1. La dilatation thermique

La dilatation thermique est le phénomène par lequel un matériau modifie ses dimensions (longueur, surface, volume) lorsqu'il est soumis à une variation de température. Ce phénomène est un aspect fondamental du comportement des matériaux dans la construction, où la température ambiante peut fluctuer en fonction des saisons ou des conditions climatiques, généralement les matériaux se dilatent lorsqu'ils sont chauffés, et se contractent lorsqu'ils sont refroidis (Gere, 2012).

II.5.2. La résistance et comportement au feu

La résistance au feu se réfère à la capacité d'un élément de construction (comme les murs, planchers, poutres, ou portes) à maintenir ses fonctions essentielles (portance, étanchéité, isolation thermique) pendant une période définie face à un incendie. Cette résistance est mesurée en termes de durée (en minutes ou en heures) pendant laquelle l'élément reste fonctionnel sous des conditions d'incendie (AFNOR, 2016).

Les principales fonctions que la résistance au feu doit garantir sont :

- **Portance** : L'élément doit continuer à supporter des charges (mécaniques) pendant un certain temps, même en cas de feu (CSTB, 2014).
- **Étanchéité** : L'élément doit empêcher les flammes et les gaz chauds de passer d'un espace à un autre (CSTB, 2014).
- **Isolation thermique** : L'élément doit limiter la transmission de chaleur vers l'autre côté, afin de protéger les occupants et les autres parties du bâtiment (CSTB, 2014).

II.6. Les caractéristiques chimiques des matériaux

Les caractéristiques chimiques des matériaux jouent un rôle crucial dans la détermination de leurs propriétés, de leur comportement sous différentes conditions et de leur aptitude à des applications spécifiques. Elles permettent de comprendre comment un matériau réagit avec d'autres substances ou dans des environnements spécifiques, et influencent des facteurs tels que la durabilité, la résistance à la corrosion, et la conductivité (Callister W. D & Rethwisch, 2014).

II.6.1. Corrosion : La réaction d'un matériau avec des agents environnementaux comme l'oxygène, l'humidité ou les produits chimiques peut entraîner une dégradation. Par exemple, le fer peut rouiller lorsqu'il entre en contact avec l'eau et l'oxygène (Callister W. D & Rethwisch, 2014).

II.6.2. Oxydation et réduction : L'oxydation est une réaction chimique où un matériau perd des électrons, souvent en réagissant avec l'oxygène, tandis que la réduction est l'inverse, où un matériau gagne des électrons (Callister W. D & Rethwisch, 2014).

II.7. Conclusion

Le choix des matériaux de construction est une étape très importante dans tout projet, car il influence directement sur la qualité, la sécurité, la durabilité et l'efficacité d'une structure. Chaque matériau possède des caractéristiques uniques qui doivent être soigneusement évaluées en fonction des besoins spécifiques du projet. En effet un mauvais choix de matériau peut non seulement compromettre la solidité et longévité d'une structure, mais également entraîner des coûts supplémentaires en termes de maintenance et d'efficacité énergétique.

CHAPITRE III :

Pré-dimensionnement et descente des charges

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.1.Introduction

Le pré-dimensionnement fait pour le but de déterminer les dimensions provisoire et approximative des éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA2024, BAEL91 et du CBA93, en se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2.Pré-dimensionnement des éléments structuraux

III.2.1.Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux utilisés dans la construction pour supporter les charges verticales et les répartir aux éléments porteurs poteau ou voile et d'autre part ils travaillent à maintenir la stabilité d'un bâtiment.

Selon les règles de BAEL 91, la section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec { L : La longueur maximal de la poutre.
h : Hauteur de la poutre.
b : La largeur de la poutre.

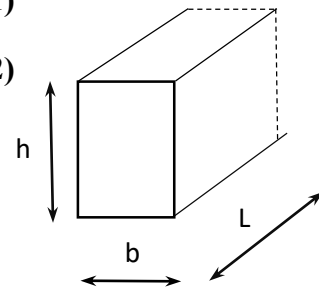


Figure III.1 : Dimensions de la poutre

Selon les règles de RPA 2024, les dimensions des poutres respecter l'article [7.5.1] du RPA 2024 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4.00 \dots\dots\dots (III.3) \end{array} \right.$$

✚ Ce projet est divisé en deux parties :

a. Partie 01 : L'entrée principale

• La poutre longitudinale (principale)

$$L_{\max} = 972 \text{ cm.} \Rightarrow 64.8 \leq h \leq 97.2 \Rightarrow \text{on prend } h = 70 \text{ cm.}$$

$$21 \leq b \leq 49 \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 70/30 \leq 4.00 \Rightarrow 2.33 \leq 4.00$$

} Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (30 x 70) cm².

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

• La poutre transversale (secondaire)

$$L_{\max} = 900 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq h \leq 90 \Rightarrow \text{on prend } h = 70 \text{ cm.}$$

$$21 \leq b \leq 49 \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

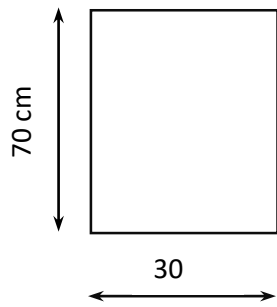
$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

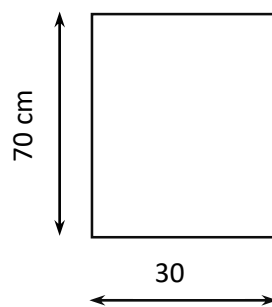
$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 70/30 \leq 4.00 \Rightarrow 2.33 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (30 x 70) cm².



a- Poutre principale



b- Poutre secondaire

Figure III.2 : Pré-dimensionnement de la poutre (la pergola)

b. Partie 02 : La partie centrale

• La poutre longitudinale (principale)

$$L_{\max} = 831 \text{ cm} \Rightarrow 55.4 \leq h \leq 83.1 \Rightarrow \text{on prend } h = 70 \text{ cm.}$$

$$21 \leq b \leq 49 \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 70/30 \leq 4.00 \Rightarrow 2.33 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (30 x 70) cm².

• La poutre transversale (secondaire)

$$L_{\max} = 675 \text{ cm} \Rightarrow 45 \leq h \leq 67.5 \Rightarrow \text{on prend } h = 50 \text{ cm.}$$

$$15 \leq b \leq 35 \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 50/30 \leq 4.00 \Rightarrow 1.67 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (30 x 50) cm².

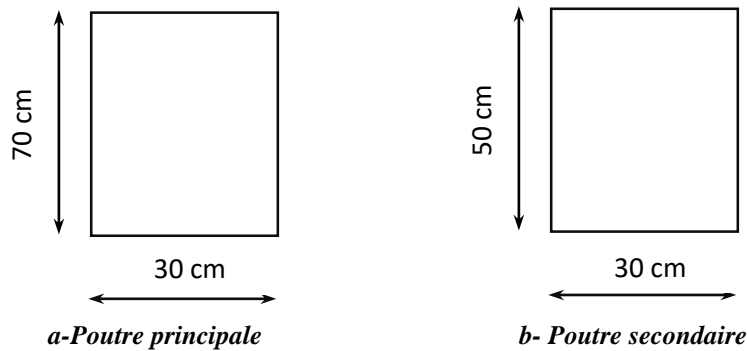


Figure III.3 : Pré-dimensionnement de la poutre (partie centrale)

III.2.2. Les planchers

Ce sont des éléments cadastraux horizontaux appartenant au groupe d’éléments de l’installation aérienne séparant les niveaux du bâtiment de la réception des commandes et les distribuant ensuite aux récompenses, qui sont des types :

- Dalle pleine.
- Planchers à corps creux.
- Planchers à prédalles.
- Plancher alvéolés.

➔ Dans ce projet les planchers utilisés sont des dalles pleines.

III.2.2.1. La dalle pleine

C’est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

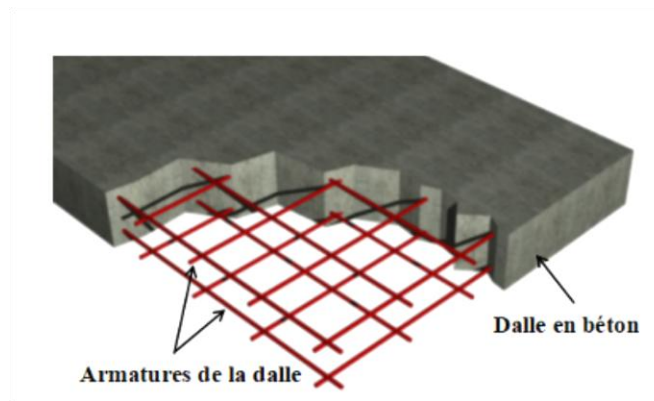


Figure III.4 : Plancher de la dalle pleine

Le pré-dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

a. La résistance à la flexion

- Dalle reposant sur 2 appuis

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \dots\dots\dots (III.4)$$

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \dots\dots\dots (III.5)$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Avec

L : Représente le plus grande portée libre.

Dans notre cas L= 831 cm, alors :

$$\frac{831}{50} \leq e \leq \frac{831}{40} \Rightarrow 16.62 \leq e \leq 20.775$$

✓ On prend $e_1 = 18$ cm.

b. La résistance au feu

$e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

✓ On prend $e_2 = 18$ cm.

c. L'isolation acoustique

$e \geq 13$ cm.

✓ On prend $e_3 = 16$ cm.

➔ Donc $e = \max(e_1, e_2, e_3) \Rightarrow e = \max(18, 18, 16) \Rightarrow e = 18$ cm.

III.2.2.2.La pergola

Est un dispositif externe au bâtiment composé d'une ossature formée par des traverses reliant des poteaux, et constituant un couvrement, au-dessus d'une zone accessible aux personnes tel que terrasse, allée, pelouse...etc.

La pergola est considérée comme une dalle pleine et donc on lui applique les mêmes règles évoquées précédemment.



a-Pergola de projet réel



b-Exemple de pergola.

Figure III.5 : Pergola

a.La résistance à la flexion

Dans notre cas $L_x = 973$ cm, alors :

$$\frac{973}{50} \leq e \leq \frac{973}{40} \Rightarrow 19.46 \leq e \leq 24.325$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

✓ On prend $e_1 = 20$ cm.

b. La résistance au feu

✓ On prend $e_2 = 18$ cm.

c. L'isolation acoustique

✓ On prend $e_3 = 16$ cm.

→ Donc $e = \max(e_1, e_2, e_3) \Rightarrow e = \max(20, 18, 16) \Rightarrow e = 20$ cm.

III.2.2.3. Descente de charge des planchers

- Étage accessible (RDJ + RDC + étage courant)

Tableau III.1 : Charge permanente du plancher étage courant (DTR BC 2.2)

Désignations	Epaisseur e (m)	Le poids volumique ρ (KN/m ³)	Le poids G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	19	0.38
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Total			6.12

Dans le 4^{ème} étage et 3^{ème} étage et le RDC et le RDJ La charge d'exploitation : **Q = 2.5 KN/m²** (bureau administratif).

Dans le 1^{er} étage et 2^{ème} étage La charge d'exploitation : **Q = 4 KN/m²** (bibliothèque).

- Étage inaccessible (terrasse)

Tableau III.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (DTR BC 2.2)

Désignations	Epaisseur e(m)	Le poids volumique ρ (KN/m ³)	Le poids G (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Étanchéité multiple	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Total			8.38

La charge d'exploitation : **Q = 1 KN/m²**.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.2.3. Le voile

Est une structure en béton armé dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions, destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation à porter par les planchers.
- Participer au contreventement et charge sismique.
- Supposer à la pousser des terres et ventilement d'eau.
- Assurer une protection contre l'incendie.

D'après RPA 2024 [7.7.1]

$$L_w \geq \max\left[\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m\right] \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec

L_w : Représente la longueur du voile.

b_w : L'épaisseur minimale.

$$b_w \geq \max\left(15\text{ cm}, \frac{h_e}{20}\right) \dots \dots \dots (III.7)$$

h_e : La hauteur libre du niveau.

Alors dans notre cas :

$$b_w \geq \max\left(15\text{ cm}, \frac{443}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq \max(15\text{ cm}, 22.15\text{ cm}).$$

$$\Rightarrow b_w \geq 21.15\text{ cm}.$$

✓ On prend $b_w = 25\text{ cm}$.

Donc

$$L_w \geq \max[1.48\text{ m}; 1\text{ m}; 1\text{ m}] \Rightarrow L_w \geq 1.48\text{ m}.$$

✓ On prend $L_w = 1.7\text{ m}$.

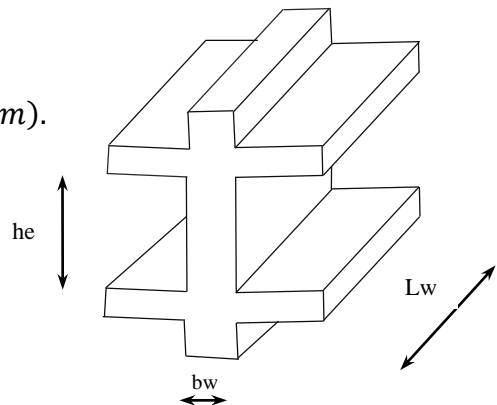


Figure III.6 : Coupe de voile en évaluation (RPA 2024)

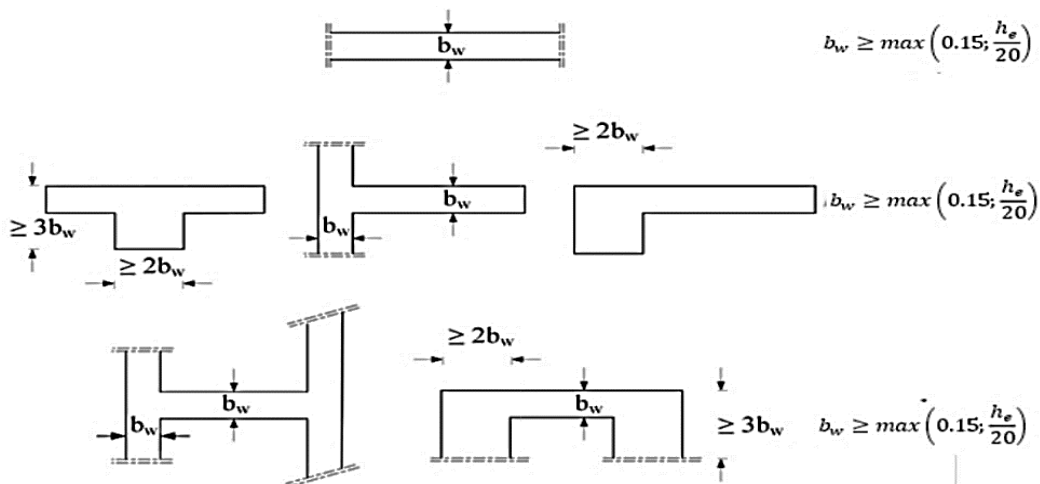


Figure III.7 : Coupes de voile en plan (RPA 2024)

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.2.4. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux appartenant au groupe des éléments porteurs dans les structures supérieures. Leur rôle premier est de porter les poids qui les affectent et de les déplacer vers les fondations.

Dans notre projet il y a deux types des poteaux selon la forme :

III.2.4.1. Poteau circulaire

Pour pré-dimensionner les poteaux nous passons par les étapes suivantes :

- On va choisir le poteau (3 ; F') le plus sollicité dans ce projet.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 27.34 \text{ m}^2.$$

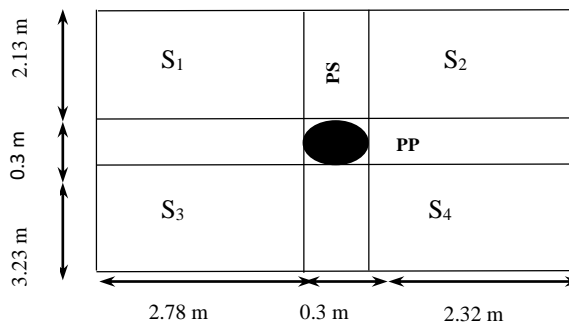


Figure III.8 : Poteau circulaire (partie centrale)

D'après RPA 2024[7.4.1]

$$D \geq 35 \text{ cm.}$$

➤ On propose

D = 75 cm pour le RDJ et RDC et les étages.

D = 80 cm pour la pergola.

a. La dalle pleine

a.1. calcul d'élanement

Selon CBA93 Article B.8.4.1

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \dots\dots\dots \text{(III.8)} \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \dots\dots\dots \text{(III.9)} \end{array} \right.$$

Avec

α : coefficient fonction d'élanement mécanique.

On fixe l'élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

a.2. Evaluation des charges

- La loi de dégression de surcharge

D'après le DTR BC2.2/6.1 quand le nombre de niveau > 5 :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + \dots + G_i \dots\dots\dots (III.10)$$

$$Q = \sum Q_0 + \frac{3+n}{2n} [Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4] \dots\dots\dots (III.11)$$

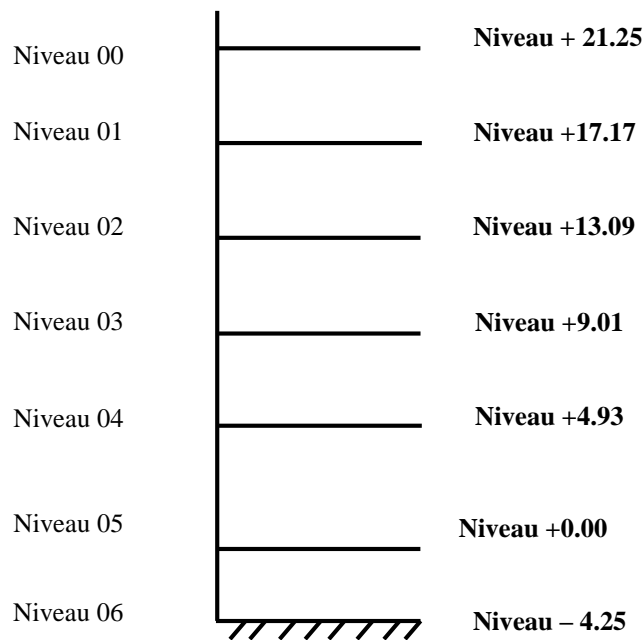


Figure III.9 : Schéma représentatif

- Calcul d'effort normal ultime

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (III.12)$$

- ❖ 4^{ème} étage

Tableau III.3 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse)

étages	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	Plancher terrasse	246.88	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Surcharge		27.34
Total		$G_0 = 293.76$	$Q_0 = 27.34$

$$N_u = 1.35 \times 293.76 + 1.5 \times 27.34$$

$$\Rightarrow N_u = 437.59 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

❖ 3^{ème} étage

Tableau III.4 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse + 4^{ème} étage)

Terrasse		$G_0 = 293.76$	$Q_0 = 27.34$
4 ^{ème} étage	Plancher + cloison	185.09	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Poteau (D = 75)	45.06	
	Surcharge		68.35
Total		$G_1 = 570.79$	$Q_1 = 95.69$

$$N_u = 1.35 \times 570.79 + 1.5 \times 95.69$$

$$\Rightarrow N_u = 914.10 \text{ KN.}$$

❖ 2^{ème} étage

Tableau III.5 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 3^{ème} étage)

Terrasse + 4 ^{ème} étage		$G_1 = 570.79$	$Q_1 = 95.69$
3 ^{ème} étage	Plancher + cloison	185.09	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Poteau (D = 75)	45.06	
	Surcharge		68.35
Total		$G_2 = 847.82$	$Q_2 = 157.21$

$$N_u = 1.35 \times 847.82 + 1.5 \times 157.21$$

$$\Rightarrow N_u = 1380.372 \text{ KN.}$$

❖ 1^{er} étage

Tableau III.6 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 2^{ème} étage)

Terrasse + 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage		$G_2 = 847.82$	$Q_2 = 157.21$
2 ^{ème} étage	Plancher + cloison	185.09	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Poteau (D = 75)	45.60	
	Surcharge		109.36
Total		$G_3 = 1125.36$	$Q_3 = 248.78$

$$N_u = 1.35 \times 1125.36 + 1.5 \times 248.78$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

$$\Rightarrow N_u = 1892.41 \text{ KN.}$$

❖ Étage RDC

Tableau III.7 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 1^{er} étage)

Terrasse + 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage+ 2 ^{ème} étage		G ₃ = 1125.36	Q ₃ = 248.78
1 ^{er} étage	Plancher + cloison	185.09	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Poteau (D = 75)	45.60	
	Surcharge		109.36
Total		G ₄ = 1402.93	Q ₄ = 329.43

$$N_u = 1.35 \times 1402.93 + 1.5 \times 329.43$$

$$\Rightarrow N_u = 2388.10 \text{ KN.}$$

❖ Étage RDJ

Tableau III. 8 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure

Terrasse + 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage+ 2 ^{ème} étage +1 ^{er} étage		G ₄ = 1402.93	Q ₄ = 329.43
Etage RDC	Plancher + cloison	185.09	
	Poutre principale	26.78	
	Poutre secondaire	20.1	
	Poteau (D = 75)	54.45	
	Surcharge		68.35
Total		G ₅ = 1689.35	Q ₅ = 366.36

$$N_u = 1.35 \times 1689.35 + 1.5 \times 366.36$$

$$\Rightarrow N_u = 2830.16 \text{ KN.}$$

a.3. Vérification de la section réduite

Selon CBA93 Article B.8.4.1

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_c}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

Avec

A : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

D'après RPA2024 A = 1% (Zone sismique v).

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle une centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ dans le cas général.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ Dans les cas courants.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Dans les cas des Combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

$$B_r = \frac{\pi(D-2)^2}{4} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$B_r = \frac{\pi \times 73^2}{4} = 4185.39 \text{ cm}^2.$$

$$B_r \geq \frac{N_u \times 10}{\alpha \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1}{100} \times \frac{400}{1.15} \right]}$$

$$\text{Pour } \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{1.56}$$

Tableau III.9 : Vérification de la condition de la section réduite

Étages	N _u (KN)	$\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$ (cm ²)	condition
Étage 04	437.59	280.51	condition vérifiée.
Étage 03	914.10	585.96	condition vérifiée.
Étage 02	1380.372	884.85	condition vérifiée.
Étage 01	1892.41	1213.08	condition vérifiée.
RDC	2388.10	1530.83	condition vérifiée.
RDJ	2830.16	1814.21	condition vérifiée.

a.4. Vérification des conditions de RPA 2024

$$D \geq \frac{L_{cl}}{15} \dots\dots\dots (III.15)$$

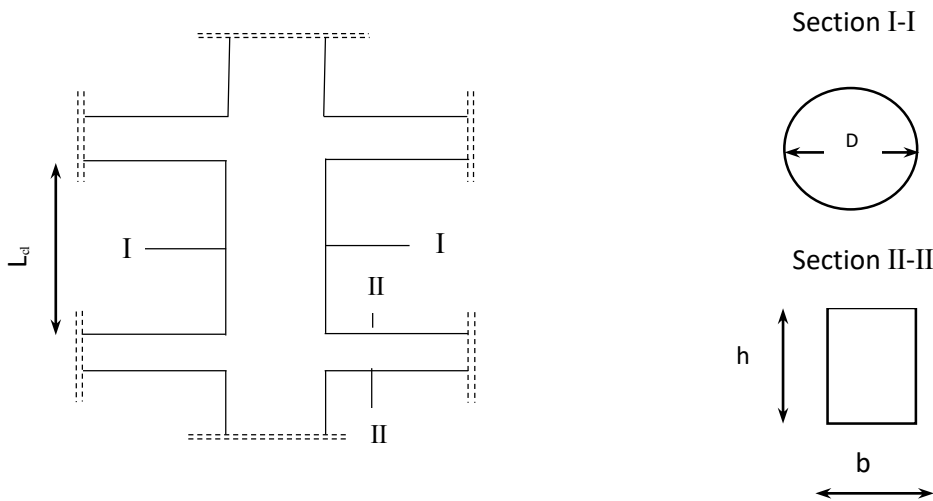


Figure III.10 : Coffrage des poteaux (RPA 2024)

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau III.10 : Vérification de la condition de RPA 2024

Les cas	Condition de RPA 2024	Condition
RDC	$D \geq \frac{423}{15} = 28.2 \text{ cm}$	Vérifiée
Etage courante	$D \geq \frac{338}{15} = 22.53 \text{ cm}$	Vérifiée
RDJ	$D \geq \frac{355}{15} = 23.67 \text{ cm}$	Vérifiée

b. La pergola

$$S = S_1 + S_2$$

$$\Rightarrow S = 36.85 \text{ m}^2.$$

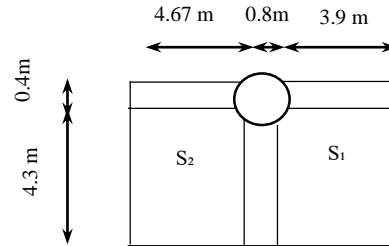


Figure III.11 : Poteau circulaire (la pergola)

b.1. Calcul d'effort normal

Tableau III.11 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (pergola)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)
Pergola	Plancher	184.25		395.23
	Poutre principale	44.99		
	Poutre secondaire	22.58		
	Surcharge		36.85	
Total		251.82	36.85	

b.2. Vérification de la section réduite

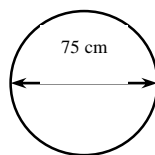
$$B_r = \frac{\pi \times 78^2}{4} = 4775.94 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{N_u \times 10}{\alpha \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1}{100} \times \frac{400}{1.15} \right]}$$

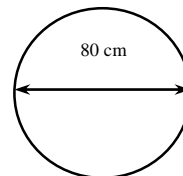
$$B_r = \frac{395.23 \times 10}{0.708 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1}{100} \times \frac{400}{1.15} \right]} = 253.78 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.3. Vérification des conditions de RPA 2024

$$D \geq \frac{1052}{15} = 70.13 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



a- Poteau circulaire (partie centrele)



b- Poteau circulaire (la pergola)

Figure III.12 : Pré-dimensionnement des poteau circulaires

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.2.4.2.Poteau rectangulaire

Pour pré-dimensionner les poteaux nous passons par les étapes suivantes :

- On va choisir le poteau (1 ; E') le plus sollicité dans ce projet.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.

$$S = S_1 + S_2$$

$$\Rightarrow S = 13.78 \text{ m}^2.$$

D'après RPA 2024

$$\min[b_1; h_1] \geq 30 \text{ cm.}$$

➤ On propose

$$b = 45 \text{ cm et } h = 60 \text{ cm.}$$

a. Evaluation des charges

• Calcul d'effort normal

❖ 4^{ème} étage

Tableau III.12 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	Plancher terrasse	115.48	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.79	
	Surcharge		13.78
Total		$G_0 = 148.71$	$Q_0 = 13.78$

$$N_u = 1.35 \times 148.71 + 1.5 \times 13.78$$

$$\Rightarrow N_u = 221.43 \text{ KN.}$$

❖ 3^{ème} étage

Tableau III.13 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse + 4^{ème} étage)

Terrasse		$G_0 = 148.71$	$Q_0 = 13.78$
4 ^{ème} étage	Plancher	84.33	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.79	
	Poteau (45x60)	27.54	
	Surcharge		34.45
Total		$G_1 = 293.81$	$Q_1 = 48.23$

$$N_u = 1.35 \times 293.81 + 1.5 \times 48.23$$

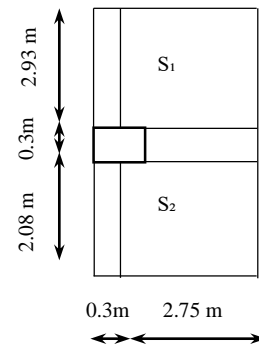


Figure III.13 : Poteau rectangulaire

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

$$\Rightarrow N_u = 468.99 \text{ KN.}$$

❖ 2^{ème} étage

Tableau III.14 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 3^{ème} étage)

Terrasse+ 4 ^{ème} étage		G ₁ = 293.81	Q ₁ = 48.23
3 ^{ème} étage	Plancher	84.33	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.79	
	Poteau (45X60)	27.54	
	Surcharge		34.45
Total		G ₂ = 438.91	Q ₂ = 79.24

$$N_u = 1.35 \times 438.91 + 1.5 \times 79.24$$

$$\Rightarrow N_u = 711.39 \text{ KN.}$$

❖ 1^{ère} étage

Tableau III.15 : Charge permanente et charge d'exploitation (terrasse jusqu'à 2^{ème} étage)

Terrasse+ 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage		G ₂ = 438.91	Q ₂ = 79.24
2 ^{ème} étage	Plancher	84.33	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.79	
	Poteau (45X60)	27.54	
	Surcharge		55.12
Total		G ₃ = 584.01	Q ₃ = 125.40

$$N_u = 1.35 \times 584.01 + 1.5 \times 125.40$$

$$\Rightarrow N_u = 976.51 \text{ KN.}$$

❖ Étage RDC

Tableau III.16 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure (terrasse jusqu'à 1^{er} étage)

Terrasse+ 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage + 2 ^{ème} étage		G ₃ = 584.01	Q ₃ = 125.40
1 ^{er} étage	Plancher	84.33	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.79	
	Poteau (45X60)	27.54	
	Surcharge		55.12
Total		G ₄ = 729.11	Q ₄ = 166.05

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

$$N_u = 1.35 \times 729.11 + 1.5 \times 166.05$$

$$\Rightarrow N_u = 1233.37 \text{ KN.}$$

❖ Étage RDJ

Tableau III.17 : Charge permanente et charge d'exploitation de la structure

Terrasse+ 4 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage + 2 ^{ème} étage+ 1 ^{er} étage		G ₄ = 729.11	Q ₄ = 166.05
Étage RDC	Plancher	84.33	
	Poutre principale	14.44	
	Poutre secondaire	18.75	
	Poteau (45X60)	33.28	
	Surcharge		34.45
Total		G ₅ = 879.91	Q ₅ = 184.65

b. Vérification de la section réduite

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = (45 - 2)(60 - 2) = 2494 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.18 : Vérification de la condition de la section réduite

Étages	N _u (KN)	$\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_D} + A \frac{f_e}{\gamma_S} \right]}$ (cm ²)	condition
Étage 04	221.43	141.94	condition vérifiée.
Étage 03	468.99	300.63	condition vérifiée.
Étage 02	711.39	456.02	condition vérifiée.
Étage 01	976.51	625.97	condition vérifiée.
RDC	1233.37	790.62	condition vérifiée.
RDJ	1464.85	939.01	condition vérifiée.

c. Vérification des conditions de RPA2024

$$\min (b_1, h_1) \geq \frac{L_{cr}}{20} \dots \dots \dots \text{(III.16)}$$

Tableau III.19 : Vérification de la condition de RPA 2024

Étage	Section	L _{cr} (cm)	Condition
RDC	45X60	423	Vérifier
RDJ	45X60	355	Vérifier
Étages courants	45X60	338	Vérifier

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots \dots \dots \text{(III.17)}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{60} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

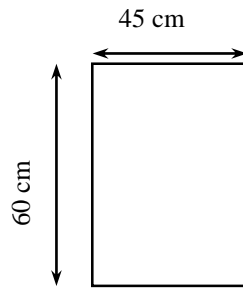


Figure III.14 : Pré-dimensionnement de poteau rectangulaire

III.3. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

III.3.1. Les escaliers

Ils sont des éléments en béton armé non structuraux permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une structure. Ils sont composés d'une suite régulière de plan horizontaux.

III.3.1.1. Les caractéristiques géométriques des escaliers

- Contremarche (hauteur de marche) : La distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.
- Giron : Distance horizontale mesurée entre le nez de deux marches successives.
- Emmarchement : Dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier.
- Volée : L'ensemble des marches successives compris entre deux paliers.
- Palier : Plans horizontale plus large que les marches courantes.
- Paillasse : Dalle inclinée qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier.

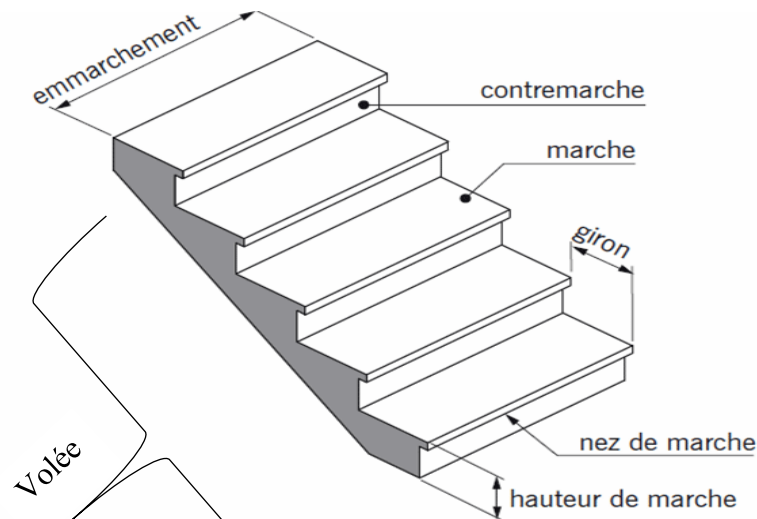


Figure III.15 : Les caractéristiques géométriques d'un escalier

Les types des escaliers utilisés dans ce projet sont comme suite :

- Type 1 : Les escaliers d'entrée.
- Type 2 : Un escalier comportant deux volées pour les étages de 1^{er} au 4^{ème}.
- Type 3 : Un escalier comportant trois volées pour le rez-de-jardin, le rez-de-chaussée et la terrasse.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.3.1.2. Dimensionnement des marches et contremarches

- Loi de Blondel

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(III.18)}$$

$$\begin{cases} 59 \text{ cm} : \text{ Pour les apparents courants.} \\ 66 \text{ cm} : \text{ Pour les locaux publics.} \end{cases}$$

Avec

h : La hauteur de la contremarche $\Rightarrow 16 \leq h \leq 21$

g : Le giron de la marche $\Rightarrow 24 \leq g \leq 32$

$$\text{Donc : } 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

La formule de Blondel est vérifiée avec les dimensions choisies, alors l'escalier est confortable.

a. Le nombre des marches et contremarches

- Le nombre des contremarches :

$$n = \frac{H}{h} \dots\dots\dots \text{(III.19)}$$

Avec

H : La hauteur de l'étage courant.

h : La hauteur de la contremarche.

- Nombre des marches :

$$N = n - 1 \dots\dots\dots \text{(III.20)}$$

Avec

n : Le nombre de contremarches.

Tableau III.20 : Pré-dimensionnement des escaliers

	H (m)	h (m)	n (contremarches)	N (marches)
Escalier de RDJ	4.25	0.17	25	24
Escalier de RDC	4.93	0.17	29	28
Escaliers pour les étages de 1er au 4 ^{ème}	4.08	0.17	24	23
Escalier de la terrasse	4.08	0.17	24	23
Escalier de l'entrée	4.25	0.17	25	24

D'après ces résultats on adopte :

- ✓ Pour le rez-de-jardin deux volées de 11 contremarches à chaque volée et la troisième volée de 3 contremarches.
- ✓ Pour le rez-de-chaussée une volée de 12 contremarches, la deuxième volée de 6 contremarches et la troisième volée de 11 contremarches.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

- ✓ Pour les escaliers des étages de 1^{er} au 4^{ème} deux volées de 12 contremarches à chaque volée.
- ✓ Pour l'escalier de la terrasse une volée de 12 contremarches, la deuxième volée de 7 contremarches et la troisième volée de 5 contremarches.
- ✓ Pour l'escalier de l'entrée une volée de 8 contremarches, la deuxième volée de 10 contremarches et la troisième volée de 7 contremarches.

b. Les volées

Longueur de la foulée

$$L = N \times g \dots\dots\dots \text{(III.21)}$$

La hauteur de la volée

$$H = n \times h \dots\dots\dots \text{(III.22)}$$

Inclinaison de la volée

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \dots\dots\dots \text{(III.23)}$$

Longueur de la paillasse

$$L_i = \frac{H}{\sin \alpha} \dots\dots\dots \text{(III.24)}$$

Avec

n : Le nombre des contremarches.

h : La hauteur de la contremarche.

N : Le nombre des marches.

g : Le giron.

H : La hauteur de la volée.

• Pour le RDJ

Tableau III.21 : Pré-dimensionnement d'escalier de RDJ

	n	N	h (cm)	H (cm)	L (cm)	g (cm)	tan α	α (°)	sin α	L _i (cm)
La 1^{ère} et la 3^{ème} volée	11	10	17	187	300	30	0.62	31.8	0.53	352.83
La 2^{ème} volée	3	2	17	51	60	30	0.85	40.36	0.64	79.69

• Pour le RDC

Tableau III.22 : Pré-dimensionnement d'escalier de RDC

	n	N	h (cm)	H (cm)	L (cm)	g (cm)	tan α	α (°)	sin α	L _i (cm)
La 1^{er} volée	12	11	17	204	330	30	0.62	31.8	0.53	384.90
La 2^{ème} volée	6	5	17	102	150	30	0.680	34.22	0.56	182.14
La 3^{ème} volée	11	10	17	187	300	30	0.62	31.92	0.53	352.83

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

• Pour les étages de 1^{er} au 4^{ème}

Tableau III.23 : Pré-dimensionnement d'escalier de 1^{er} au 4^{ème} étage

	n	N	h (cm)	H (cm)	L (cm)	g (cm)	tan α	α (°)	sin α	Li (cm)
Le 1 ^{er} et la 2 ^{ème} volée	12	11	17	204	330	30	0.62	31.8	0.53	384.90

• Pour la terrasse

Tableau III.24 : Pré-dimensionnement d'escalier de terrasse

	n	N	h (cm)	H (cm)	L (cm)	g (cm)	tan α	α (°)	sin α	Li (cm)
La 1 ^{ère} volée	12	11	17	204	330	30	0.62	31.8	0.53	384.90
La 2 ^{ème} volée	7	6	17	119	180	30	0.66	33.42	0.55	216.36
La 3 ^{ème} volée	5	4	17	85	120	30	0.71	35.37	0.58	146.55

• Pour les escaliers d'entrée

Tableau III.25 : Pré-dimensionnement d'escalier d'entrée

	n	N	h (cm)	H (cm)	L (cm)	g (cm)	tan α	α (°)	sin α	Li (cm)
La 1 ^{ère} volée	8	7	17	136	210	30	0.65	33.02	0.54	251.85
La 2 ^{ème} volée	10	9	17	170	270	30	0.63	32.21	0.53	320.75
La 3 ^{ème} volée	7	6	17	119	180	30	0.66	33.46	0.55	216.36

• Condition de la flèche

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \dots\dots\dots (III.25)$$

$$l = L_{pi} + L_1 \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec

e_v : L'épaisseur de la pailasse et le palier.

l : La longueur totale de l'escalier.

L_1 : La longueur de la palliasse.

L_{pi} : La longueur du palier.

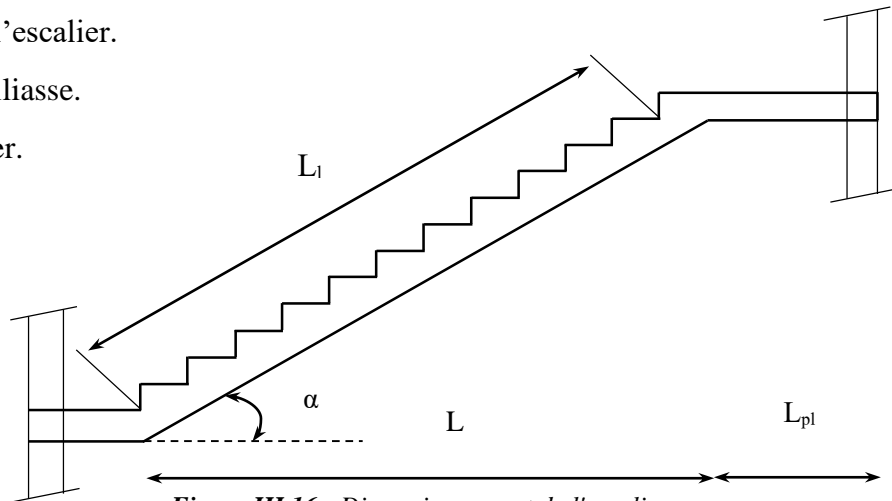


Figure III.16 : Dimensionnement de l'escalier

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

a. Les escaliers de 1^{er} au 4^{ème} étage on a :

$$L_{pl} = 155 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L_1 = 384.90 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } l = 155 + 384.90 \Rightarrow l = 539.9 \text{ cm} \Rightarrow 17.99 \leq e_1 \leq 26.99$$

✓ On prend $e_1 = 20 \text{ cm}$.

Nous généraliserons ce choix à tous les paillasse et les paliers pour tous les escaliers du bloc administratif sauf l'escalier d'entrée.

b. L'escalier de l'entrée

$$L_{pl} = 160 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L_2 = 320.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } l = 160 + 320.75 \Rightarrow l = 480.75 \text{ cm} \Rightarrow 16.03 \leq e_2 \leq 24.04$$

✓ On prend $e_2 = 18 \text{ cm}$.

Nous généraliserons ce choix à tous les paillasse et les paliers pour l'escalier d'entrée.

III.3.2. La poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

• Les escaliers de 2 volées

Pour les escaliers du 1^{er} au 4^{ème} étage on a :

$$L_{\max} = 582 \text{ cm} \Rightarrow 38.8 \leq h \leq 58.2 \quad \text{on prend } h = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 15 \leq b \leq 35 \quad \text{on prend } b = 35 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 50/35 \leq 4.00 \Rightarrow 1.43 \leq 4.00.$$

} Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de $(35 \times 50) \text{ cm}^2$.

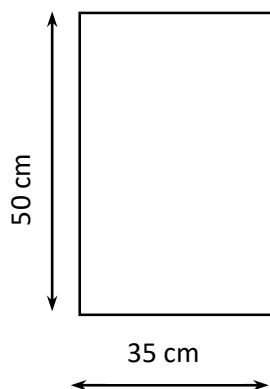


Figure III.17 : Pré-dimensionnement de la poutre palière (les escaliers de 2 volées)

Nous généraliserons ce choix de poutre palière pour tous les escaliers de 2 volées du bloc administratif.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

• Les escaliers de 3 volées

Pour les escaliers du 1^{er} RDC on a :

$$L_{\max} = 564 \text{ cm} \Rightarrow 37.6 \leq h \leq 56.4 \text{ on prend } h = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 15 \leq b \leq 35 \text{ on prend } b = 35 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 50/35 \leq 4.00 \Rightarrow 1.43 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (35x50) cm².

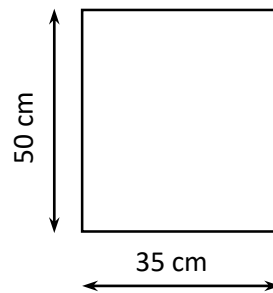


Figure III.18 : Pré-dimensionnement de la poutre palière (les escaliers de 3 volée)

Nous généraliserons ce choix de poutre palière pour tous les escaliers de 3 volées du bloc administratif.

• L'escalier d'entrée

❖ La poutre palière N°1 :

$$L_{\max} = 454 \text{ cm} \Rightarrow 30.26 \leq h \leq 45.4 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 24 \leq b \leq 56 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 40/30 \leq 4.00 \Rightarrow 1.33 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (30 x 40) cm².

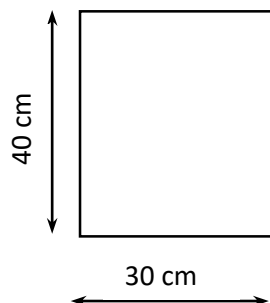


Figure III.19 : Pré-dimensionnement de la poutre palière N 01 (les escaliers d'entrée)

❖ La poutre palière N°2 :

$$L_{\max} = 439 \text{ cm} \Rightarrow 29.27 \leq h \leq 43.9 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

$$\Rightarrow 24 \leq b \leq 56 \quad \text{on prend } b = 35 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.00 \Rightarrow 40/35 \leq 4.00 \Rightarrow 1.14 \leq 4.00$$

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

✓ On adopte une poutre de (35 x 40) cm².

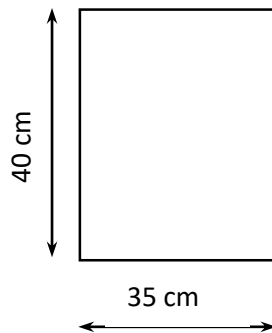


Figure III.20 : Pré-dimensionnement de la poutre palière N 02 (les escaliers d'entrée)

III.3.3.L'acrotère

Est un petit muret qui étend verticalement une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture. Bien que l'acrotère soit considéré comme un support pour les garde-corps, ce n'est pas sa fonction principale, car il peut ou non être installé sur un toit accessible (au public) (Le Moniteur. (2020). *Mémento pratique du bâtiment : Détails de construction et terminologie*. Éditions Le Moniteur.).

III.3.3.1.La section transversale de l'acrotère

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.05) + \frac{(0.1 \times 0.05)}{2}$$

$$\Rightarrow S = 0.068 \text{ m}^2.$$

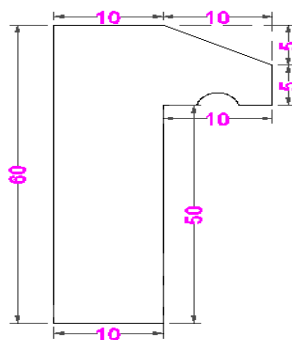


Figure III.21 : Pré-dimensionnement de l'acrotère

III.4.La descente des charges

La descente des charges est le processus qui permet d'analyser comment les charges appliquées sur un bâtiment sont transmises des éléments supérieurs (planchers, poutres, poteaux) vers les fondations. Ce calcul est crucial pour s'assurer que chaque élément structurel est capable de supporter les charges qu'il reçoit sans risque de rupture ou d'affaissement (Baïetto, 2011).

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.4.1. Les escaliers

a. Palier

- Pour les escaliers du bloc administratif

Tableau III.26 : Evaluation des charges de palier des escaliers du bloc administratif

N°	matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.20	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G_{totale}				6.6

- Pour l'escalier d'entrée

Tableau III.27 : Evaluation des charges de palier des escaliers d'entrée

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
G_{totale}				6.10

b. La paillasse

- Pour les escaliers du bloc administratif

Tableau III.28 : Evaluation des charges de paillasse des escaliers du bloc administratif (DTR BC 2.2)

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	horizontal	0.02	0.44
		vertical	0.02	0.44
2	Mortier de pose	horizontal	0.02	0.4
		vertical	0.02	0.4
3	Poids des marches	0.17	22	$\frac{0.17 \times 22}{2} = 1.87$
4	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
5	Gard corps	/	1	1
6	Dalle pleine	0.20	25	$\frac{20 \times 0.25}{\cos 31.8} = 5.88$
G_{totale}				10.83

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

• Pour l'escalier d'entrée

Tableau III. 29 : Evaluation des charges de paillasse des escaliers d'entrée

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	horizontal	0.02	22	0.44
		vertical	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.4
		vertical	0.02	20	0.4
3	Poids des marches		0.17	22	$\frac{0.17 \times 22}{2}$ = 1.87
4	Enduit de ciment		0.02	20	0.4
5	Gard corps		/	1	1
6	Dalle pleine		0.18	25	$\frac{0.18 \times 25}{\cos 32.21}$ = 5.32
G_{totale}					10.27

III.4.2.L'acrotère

Tableau III.30 : Evaluation des charges de l'acrotère

Matériaux	Surface (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
pois propre	0.068	25	1.7
Enduit de ciment	0.02 x (0.6 + 0.5 + 0.1 + 0.05 + 0.2)	20	0.58
Total			2.28

III.4.3.Les murs

III.4.3.1.Les murs extérieurs

Tableau III.31 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.015	20	0.3
Briques creuses	0.100	9	0.9
Briques creuses	0.150	9	1.3
Enduit intérieur	0.015	20	0.3
Total			2.8

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

III.4.3.2. Les murs intérieurs

a. Murs 01

Tableau III.32 : Evaluation des charges des murs intérieurs 01

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur	0.015	20	0.3
Briques creuses	0.150	9	1.3
Enduit intérieur	0.015	20	0.3
Total			1.9

b. Murs 02

Tableau III.33 : Evaluation des charges des murs intérieurs 02

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur	0.015	20	0.3
Briques creuses	0.100	9	0.9
Enduit intérieur	0.015	20	0.3
Total			1.5

III.4.4. Récapitulative des charges permanentes et surcharge d'exploitation

Tableau III.34 : Evaluation des charges des éléments de la structure

Les éléments		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Planchers	Etage inaccessible	8.38	1
	Etage accessible (4 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage et le RDC et le RDJ)	6.12	2.5
	Etage accessible (1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage)	6.12	4
escaliers	Palier (les escaliers du bloc administratif)	6.6	4
	Palier (l'escalier d'entrée)	6.1	4
	La paillasse (les escaliers du bloc administratif)	10.83	4
	La paillasse (l'escalier d'entrée)	10.27	4
L'acrotère		2.28	1
murs	Les murs intérieurs	1.5	/
	Les murs intérieurs	1.9	/
	Les murs extérieurs	2.8	/

III.5.Conclusion

Le pré dimensionnement est une étape très précis dans l'étude de projet, on à faire le pré-dimensionnement pour le but de rechercher des dimensions géométriques des éléments trouvé dans le plan, qui doit être vérifié es que ces dimensions sont suffisez pour garantir la stabilisation de la construction.

CHAPITRE IV :

Étude des dalles pleine et la pergola

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

IV.1.Introduction

La construction composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, il correspond au structure du bâtiment. Le reste consiste l'enveloppe du bâtiment. il existe quatre (04) familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (planchers ou dalles, poutres ...).
- Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles...).
- Les charpentes.
- Les fondations.

Le présent chapitre porte sur le calcul des éléments suivants :

- La dalle pleine.
- La pergola.

→ Le calcul de ces éléments se fait sous l'action de charges verticales (permanentes et d'exploitations), et l'action de la charge sismique par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures à partir des règlements de BAEL 91 et RPA 2024.

IV.2.Étude de la dalle pleine

Dans notre projet le type des planchers utilisés est la dalle pleine, qui on a déjà faire leur pré-dimensionnement et la descente des charges dans le chapitre précédent.

On a réalisé qu'il a une différence entre les charges permanentes et d'exploitations de chaque étage donc on va choisir un panneau et diviser la dalle pleine aux trois dalles de mêmes charges.

→ La base de l'étude

- La dalle travail dans deux directions.
- L'épaisseur $e = 18$ cm.
- Un panneau de (1×1) m².
- L_x représente la petite portée.

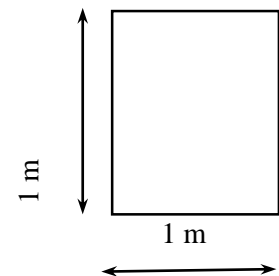


Figure IV.1 : Panneau (1m x 1m)

IV.2.1.Étude du 1^{er} étage et le 2^{ème} étage

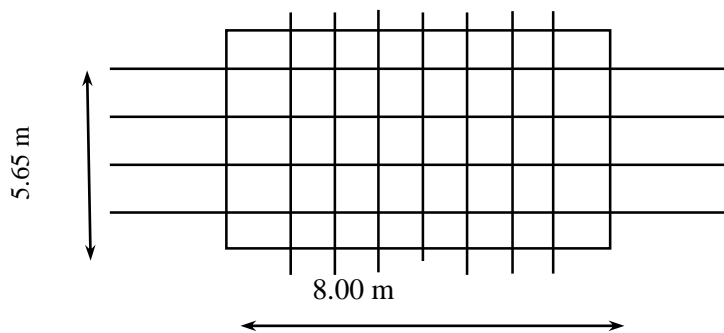


Figure IV.2 : Le plus grand panneau

IV.2.1.1.Combinaisons des charges

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q \dots\dots\dots (IV.1)$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$P_s = G + Q \dots\dots\dots (IV.2)$$

Tableau IV.1 : Les combinaisons des charges

Les charges et les surcharges	Combinaison des charges à l'ELU	Combinaison des charges à l'ELS
G = 6.12 KN/m	14.26 KN/m	10.12 KN/m
Q = 4 KN/m		

IV.2.1.2. Le coefficient de moment

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Tableau IV.2 : Le coefficient de moment

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.65}{8.00}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940

IV.2.1.3. Les moments de la dalle

• L'ELU

➤ Suivant x

$$M_{ux} = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 \dots\dots\dots (IV.4)$$

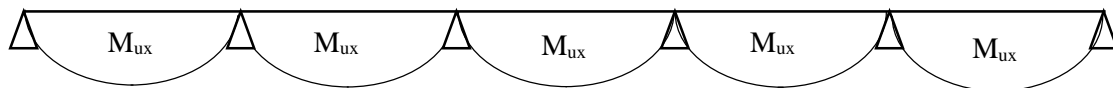


Figure IV.3 : Le schéma des moments de la dalle à ELU dans le sens x

➤ Suivant y

$$M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \dots\dots\dots (IV.5)$$

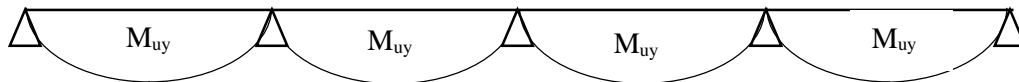


Figure IV.4 : Le schéma des moments de la dalle à ELU dans le sens y

• L'ELS

➤ Suivant x

$$M_{sx} = \mu_x \cdot P_s \cdot L_x^2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

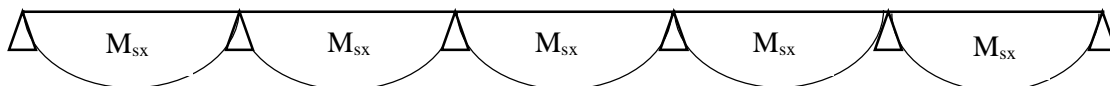


Figure IV.5 : Le schéma des moments de la dalle à ELS dans le sens x

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

➤ Suivant y

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx} \dots\dots\dots (IV.7)$$

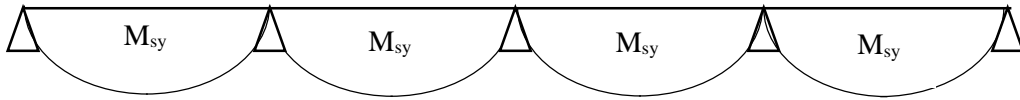


Figure IV.6 : Le schéma des moments de la dalle à ELS dans le sens y

Tableau IV.3 : Les moments de la dalle

ELU ($v = 0$)		ELS ($v = 0.2$)	
Mux (KN.m)	Muy (KN.m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
30.54	13.65	23.62	14.03

IV.2.1.4. Les moments réels de calcul

Tableau IV.4 : Les moments réels de la dalle

	Panneau de rive				Panneau intermédiaire			
	Mtx	Max	Mty	May	Mtx	Max	Mty	May
ELU	0.85 Mux= 25.96	0.3 Mux= 9.16	0.85Muy= 11.60	0.3Muy= 4.10	0.75Mux= 22.91	0.5Mux= 15.27	0.75Muy= 10.24	0.5 Muy= 6.83
ELS	0.85 Msx= 20.08	0.3 Msx= 7.09	0.85Msy= 11.93	0.3Msy= 4.21	0.75Msx= 17.72	0.5Msx= 11.8	0.75Msy= 10.52	0.5 Msy= 7.02

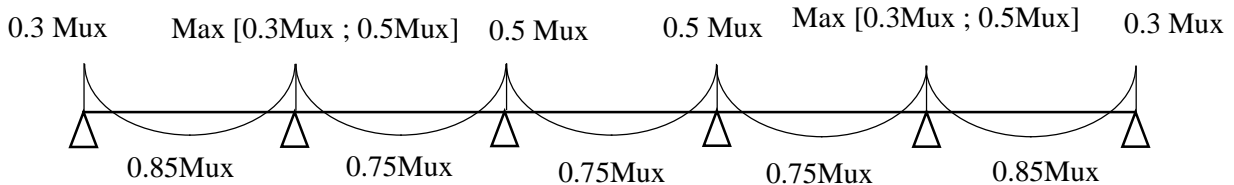


Figure IV.7 : Le schéma des moments réels de calcul à ELU dans le sens x

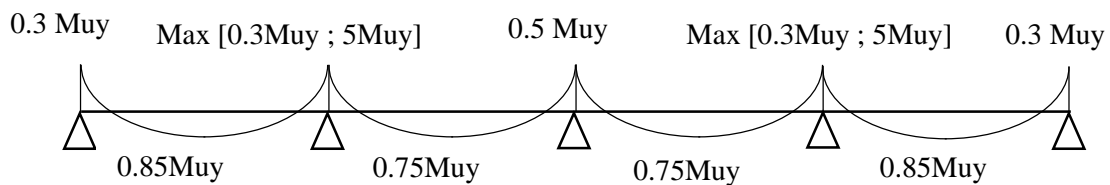


Figure IV.8 : Le schéma des moments réels de calcul à ELU dans le sens y

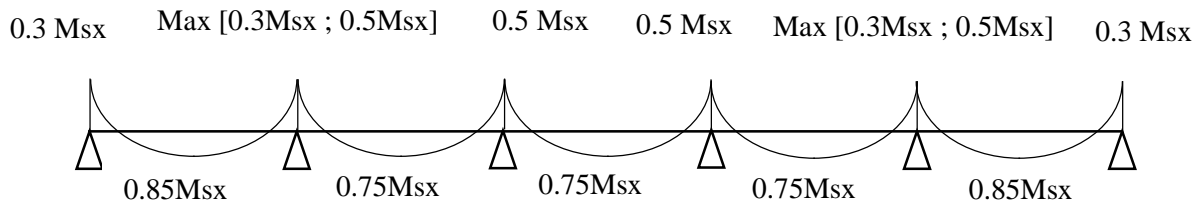


Figure IV.9 : Le schéma des moments réels de calcul à ELS dans le sens x

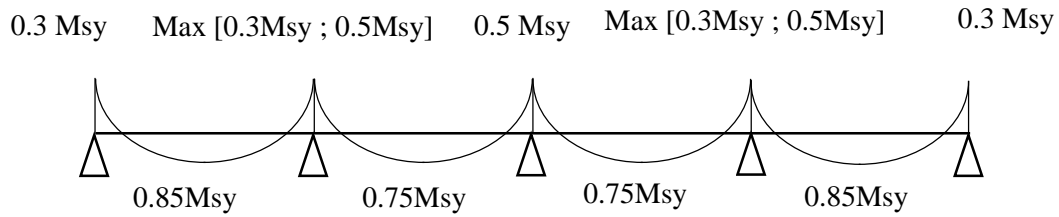


Figure IV.10 : Le schéma des moments réels de calcul à ELS dans le sens y

IV.2.1.5.Le ferrailage de la dalle

➤ **Suivant x**

a. Moment réduit

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots (IV.9)$$

b : bande de 1m linéaire.

$$d = 0.9 h \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$Z_x = d(1 - 0.4 \alpha) \dots\dots\dots (IV.12)$$

b. Sections des aciers

$$A_{sx} = \frac{M_{ux} \cdot \gamma_s}{Z_x \cdot f_e} \dots\dots\dots (IV.13)$$

➤ **Suivant y**

a.Moment réduit

$$\mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$z_y = d(1 - 0.4 \alpha) \dots\dots\dots (IV.16)$$

b.Sections des aciers

$$A_{sy} = \frac{M_{uy} \cdot \gamma_s}{Z_y \cdot f_e} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Tableau IV.5 : Le ferrailage de la dalle dans les deux sens

	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
Suivant Lx	$\frac{30.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162^2 \times 14.17} = 0.082$	0.011	0.16	$\frac{30.54 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 5.49$
Suivant Ly	$0.082 \times \frac{13.65}{30.54} = 0.037$	0.047	0.16	$\frac{13.65 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 2.45$

IV.2.1.6.L'espaceur minimal

a. L'espaceur minimal parallèle à L_x

Pour les fissurations peu préjudiciables

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{(IV.18)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (3 \times 18 ; 33 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

b. L'espaceur minimal parallèle à L_y

Pour les fissurations peu préjudiciables

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{(IV.19)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (4 \times 18 ; 45 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}.$$

IV.2.1.7.La section minimale des armatures

➤ **Suivant y**

$A_{y \text{ min}}$ (cm ² /m)	{	12h pour RL (rond lisse)	(IV.20)
		8h pour Fe E = 400	(IV.21)
		6h pour Fe E = 500 et TS.	(IV.22)

$$A_{y \text{ min}} = 8h = 8 \times 0.18 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

➤ **Suivant x**

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y \text{ min}} \dots\dots\dots \text{(IV.23)}$$

$$\Rightarrow A_{x \text{ min}} = \frac{3-0.69}{2} \times 1.44$$

$$\Rightarrow A_{x \text{ min}} = 1.66 \text{ cm}^2.$$

On a choisi les sections d'armatures en raison des conditions suivantes :

✓ 10T14 pour une section réelle 15.39 cm² dans la direction x.

✓ 10T14 pour une section réelle 15.39 cm² dans la direction y.

IV.2.1.8.Vérification de l'effort tranchant

Selon BAEL 91[A.5.1.1]

• **Condition 01**

Le coulage est réalisé sans reprise.

• **Condition 02**

$$V_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} b d f_{t28} \dots\dots\dots \text{(IV.24)}$$

$$V_u \leq \frac{0.07}{1.5} \times 1 \times 0.162 \times 2.1 \times 10^3$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$V_u \leq 15.88 \text{ KN.}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} \dots\dots\dots (IV.25)$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \cdot L_x}{3} \dots\dots\dots (IV.26)$$

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens

L'effort tranchant	Condition
$V_{ux} = \frac{14.26 \times 5.65 \times 8}{5.65 + 2 \times 8} = 29.77 \text{ KN}$	$V_{ux} = 29.77 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$
$V_{uy} = \frac{14.26 \times 5.65}{3} = 26.86 \text{ KN}$	$V_{uy} = 26.86 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$

✓ les conditions sont non vérifier donc on a besoin d'armature transversale.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{r \max}}{3} \dots\dots\dots (IV.27)$$

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm.}$$

✓ On choisi $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

IV.2.1.9. Vérification à l'ELS

a. Position de l'axe neutre

On va chercher la solution de l'équation suivant :

$$by^2 + 30A_s y - 30 d A_s = 0 \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$100y^2 + 461.7y - 7479.54 = 0$$

➤ La solution est :

$$y = \frac{15 A_s \times \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]}{b} \dots\dots\dots (IV.29)$$

$$y = \frac{15 \times 15.39 \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 16.2}{7.5 \times 15.39}} - 1 \right]}{100} = 6.6 \text{ cm.}$$

b. Le moment réduit

$$I = \left[\frac{by^3}{3} \right] + 15 A_s (d - y)^2 \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$I = \left[\frac{100 \times 6.6^3}{3} \right] + 15 \times 15.39 \times (16.2 - 6.6)^2 = 30858.34 \text{ cm}^4.$$

c. Contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \dots\dots\dots (IV.31)$$

d. Contrainte de traction d'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \dots\dots\dots (IV.32)$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

Tableau IV.7 : Vérification à ELS dans les deux sens

y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$ (MPa)	$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$ (MPa)
6.6	30858.3 4	$\sigma_{bc/x} = \frac{23.62 \times 6.6 \times 10^3}{30858,34} = 5.05$	$\sigma_{s/x} = 15 \times \frac{23.62 \times (16.2 - 6.6)}{30858,34} \times 10^3 = 110.22$
6.6	30858.3 4	$\sigma_{bc/y} = \frac{14.03 \times 6.6 \times 10^3}{30858.34} = 2.92$	$\sigma_{s/y} = 15 \times \frac{14.03 \times (16.2 - 6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 65.47$

e. Contrainte limite de compression du béton

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

f. Contrainte limite de traction d'acier

Pour les fissurations peu préjudiciables, d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 32] :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times 400; \max \left(\frac{400}{2}; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc/x} = 5.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/x} = 110.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc/y} = 2.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/y} = 65.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g. L'espace

$$S_t = \frac{100}{n} \dots\dots\dots (IV.35)$$

$$S_{tx} = \frac{100}{9} = 11 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{ty} = \frac{100}{9} = 11 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.1.10. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_u} \dots\dots\dots (IV.37)$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (IV.38)$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

Tableau IV.8 : Vérification de la flèche dans les deux sens

	Condition	Condition
Suivant Lx	$\frac{h}{L} = \frac{18}{565} = 0.032 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{565} = 0.032 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{22.91}{10 \times 30.54} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{15.39}{100 \times 16.2} = 0.0095 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée
Suivant Ly	$\frac{h}{L} = \frac{18}{800} = 0.023 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{800} = 0.023 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{10.24}{10 \times 14.03} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{15.39}{100 \times 16.2} = 0.0095 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée

✓ Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on passe directement à la vérification de la flèche.

IV.2.1.11. Calcul de la flèche suivant x

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I_0

$$d'' = 0.11 h \dots\dots\dots (IV.39)$$

$$d'' = 1.98 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \left[\frac{bh^3}{12} \right] + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \dots\dots\dots (IV.40)$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 15.39 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 59976.39 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{A_s}{db_0} \dots\dots\dots (IV.41)$$

$$\rho = \frac{15.39}{16.2 \times 100}$$

$$\rho = 0.0095$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots (IV.42)$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0095 \times (2+3\frac{100}{100})} = 2.21$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} \dots\dots\dots (IV.43)$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.21}{5} = 0.88$$

c. Calcul des moments

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

q_r : Charge permanentes avant la mise en place de revêtements.

$$q_r = G_{pp} \times 1 = 4.5 \times 1 = 4.5 \text{ KN/m.}$$

q_c : Charge permanentes après la mise en place de revêtements.

$$q_c = (G_{pp} + G_{rev}) \times 1 = 6.12 \times 1 = 6.12 \text{ KN/m.}$$

q_p : Charge totale (permanentes et d'exploitation).

$$q_p = (G_{pp} + G_{rev} + Q) \times 1 = (6.12 + 4) \times 1 = 10.12 \text{ KN/m.}$$

$$M_r = 0.75 \times \frac{q_r \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.5 \times 5.65^2}{8} = 13.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(IV.44)}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{q_c \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{6.12 \times 5.65^2}{8} = 18.32 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(IV.45)}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{10.12 \times 5.65^2}{8} = 30.29 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(IV.46)}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{13.47 \times (16.2-6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 62.86 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(IV.47)}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{18.32 \times (16.2-6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 85.49 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(IV.48)}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{30.29 \times (16.2-6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 141.35 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(IV.49)}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 62.86 + 2.1} = 0.18 \dots\dots\dots \text{(IV.50)}$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 85.49 + 2.1} = 0.31 \dots\dots\dots \text{(IV.51)}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 141.35 + 2.1} = 0.51 \dots\dots\dots \text{(IV.52)}$$

f. Les modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots \text{(IV.53)}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots \text{(IV.54)}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

g. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_r} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.18} = 47198.47 \text{ cm}^4. \dots\dots\dots \text{(IV.55)}$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_c} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.31} = 39151.40 \text{ cm}^4. \dots\dots\dots \text{(IV.56)}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.51} = 31015.95 \text{ cm}^4. \dots\dots\dots \text{(IV.57)}$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_c} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 0.88 \times 0.31} = 51833.77 \text{ cm}^4. \dots\dots\dots \text{(IV.58)}$$

h. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{M_r L^2}{10 E_i I_{f_{ri}}} = \frac{13.47 \times 5.65^2}{10 \times 32164.20 \times 47198.47} \times 10^5 = 0.003 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{(IV.59)}$$

$$f_{ci} = \frac{M_c L^2}{10 E_i I_{f_{ci}}} = \frac{18.32 \times 5.65^2}{10 \times 32164.20 \times 39151.40} \times 10^5 = 0.005 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{(IV.60)}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{f_{pi}}} = \frac{30.29 \times 5.65^2}{10 \times 32164.20 \times 31015.95} \times 10^5 = 0.010 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{(IV.61)}$$

$$f_{cv} = \frac{M_c L^2}{10 E_v I_{f_{cv}}} = \frac{18.32 \times 5.65^2}{10 \times 10818.87 \times 51833.77} \times 10^5 = 0.010 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{(IV.62)}$$

$$\Delta f_t = f_{cv} - f_{ci} + f_{pi} - f_{ri} \dots\dots\dots \text{(IV.63)}$$

$$\Delta f_t = 0.01 - 0.005 + 0.010 - 0.003 = 0.012 \text{ m.}$$

IV.2.1.12. Calcul de la flèche admissible suivant x

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 \text{ m} \quad \text{Si } L \geq 5\text{m.} \dots\dots\dots \text{(IV.64)}$$

$$f_{adm} = \frac{5.65}{1000} + 0.005 = 0.011 \text{ m.}$$

Finalement on va vérifier cette condition sinon on va augmenter l'épaisseur de la dalle ou la section d'armatures.

$$\Delta f_t = 0.012 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.011 \text{ m.}$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.

IV.2.1.13. Calcul de la flèche suivant y

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I₀

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 15.39 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 59976.38 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{15.39}{16.2 \times 100} = 0.0095$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0095 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 2.21$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.21}{5} = 0.88$$

c. Calcul des moments

$$M_r = 0.75 \times \frac{4.5 \times 8^2}{8} = 27 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{6.12 \times 8^2}{8} = 36.72 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{10.12 \times 8^2}{8} = 60.72 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{27 \times (16.2 - 6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 126 \text{ MPa.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$\sigma_c = 15 \times \frac{36.72 \times (16.2 - 6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 171.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{60.72 \times (16.2 - 6.6)}{30858.34} \times 10^3 = 283.35 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 126 + 2.1} = 0.47$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 171.35 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0095 \times 283.35 + 2.1} = 0.71$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.47} = 32360.83 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.57} = 29195.92 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 2.21 \times 0.71} = 25679.82 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 59976.38}{1 + 0.88 \times 0.57} = 43935.81 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{27 \times 8^2}{10 \times 32164.20 \times 32360.83} \times 10^5 = 0.017 \text{ m.}$$

$$f_{ci} = \frac{36.72 \times 8^2}{10 \times 32164.20 \times 29195.92} \times 10^5 = 0.03 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{60.72 \times 8^2}{10 \times 32164.20 \times 25679.82} \times 10^5 = 0.047 \text{ m.}$$

$$f_{cv} = \frac{36.72 \times 8^2}{10 \times 10818.87 \times 43935.81} \times 10^5 = 0.049 \text{ m.}$$

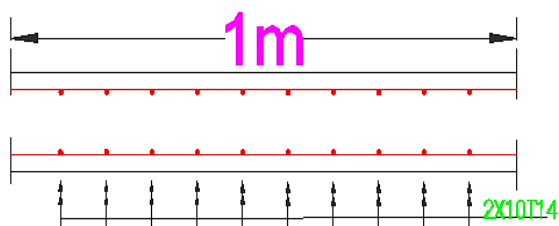
$$\Delta f_t = 0.049 - 0.03 + 0.047 - 0.02 = 0.046 \text{ m.}$$

IV.2.1.14. Calcul de la flèche admissible suivant y

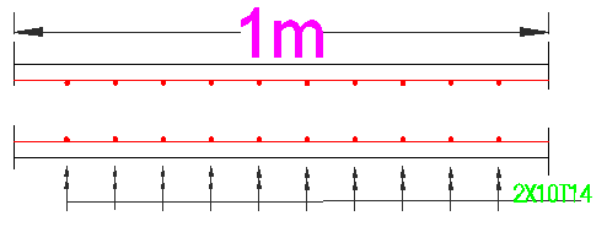
$$f_{adm} = \frac{8}{1000} + 0.005 = 0.013 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.046 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.013 \text{ m.}$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.



a-Schéma de ferrailage dans le sens x



b-Schéma de ferrailage dans le sens y

Figure IV.11 : Schéma de ferrailage dans les deux sens

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

IV.2.2. Étude du 4^{ème} étage et 3^{ème} étage

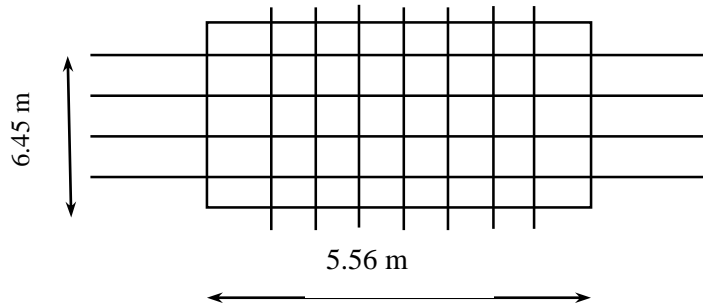


Figure IV.12 : Le plus grand portée

IV.2.2.1. Combinaisons des charges

Tableau IV.9 : Les combinaisons des charges

Les charges et les surcharges	Combinaison des charges à l'ELU	Combinaison des charges à l'ELS
G = 6.12 KN/m	12.01 KN/m	8.62 KN/m
Q = 2.5 KN/m		

IV.2.2.2. Le coefficient de moment

Tableau IV.10 : Le coefficient de moment

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.56}{6.45}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932

IV.2.2.3. Les moments de la dalle articulée

Tableau IV.11 : Les moments de la dalle articulée

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
Mux (KN.m)	Muy (KN.m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
18.42	12.99	15.08	11.96

IV.2.2.4. Les moments réels de calcul

Tableau IV.12 : les moments réels de calcul

	Panneau de rive				Panneau intermédiaire			
	Mtx	Max	Mty	May	Mtx	Max	Mty	May
ELU	0.85Mux= 15.66	0.3Mux= 5.53	0.85Muy= 11.04	0.3Muy= 3.90	0.75Mux= 13.82	0.5Mux= 9.21	0.75Muy= 9.74	0.5Muy= 6.50
ELS	0.85 Msx= 12.82	0.3Msx= 4.52	0.85 Msy= 10.17	0.3Msy= 3.59	0.75Msx= 11.31	0.5 Msx= 7.54	0.75 Msy= 8.97	0.5 Msy= 5.98

IV.2.2.5. Le ferrailage de la dalle

Tableau IV.13 : Le ferrailage de la dalle

	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
Suivant Lx	$\frac{18.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162^2 \times 14.17} = 0.050$	0.064	0.16	$\frac{18.42 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 3.30$
Suivant Ly	$0.050 \times \frac{12.99}{18.42} = 0.035$	0.045	0.16	$\frac{12.99 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 2.33$

On a choisi les sections d'armatures suivant :

- ✓ 8T14 pour une section réelle 12.32 cm² dans la direction x.
- ✓ 8T14 pour une section réelle 12.32 cm² dans la direction y.

IV.2.2.6. L'espacement

$$S_{tx} = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm.} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm.} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau IV.14 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens

L'effort tranchant	Condition
$V_{ux} = \frac{12.01 \times 5.56 \times 6.45}{5.56 + 2 \times 6.45} = 23.33 \text{ KN}$	$V_{ux} = 23.33 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$
$V_{uy} = \frac{12.01 \times 5.56}{3} = 22.26 \text{ KN}$	$V_{uy} = 22.26 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$

- ✓ Puisque la condition n'est pas remplie, on a besoin d'armature transversale.

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.}$$

- ✓ On choisi $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

IV.2.2.8. Vérification à ELS

a. Position de l'axe neutre

On va chercher la solution de l'équation suivant :

$$100y^2 + 369.6y - 5987.52 = 0$$

$$y = \frac{15 \times 12.32 \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 16.2}{7.5 \times 12.32}} - 1 \right]}{100} = 6.1 \text{ cm.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

b. Le moment réduit

$$I_y = \left[\frac{100 \times 6.1^3}{3} \right] + 15 \times 12.32 \times (16.2 - 6.1)^2 = 26417.48 \text{ cm}^4.$$

c. Les contraintes

Tableau IV.15 : Vérification à ELS dans les deux sens

y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$ (MPa)	$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$ (MPa)
6,1	26417.48	$\sigma_{bc/x} = \frac{15.08 \times 6,1 \times 10^3}{26417.48} = 3.48$	$\sigma_{s/x} = 15 \times \frac{15.08 \times (16.2 - 6,1)}{26417.48} \times 10^3 = 86,48$
6,1	26417.48	$\sigma_{bc/y} = \frac{11,96 \times 6,1 \times 10^3}{26417.48} = 2.76$	$\sigma_{s/y} = 15 \times \frac{11.96 \times (16.2 - 6,1)}{26417.48} \times 10^3 = 68.59$

$$\sigma_{bc/x} = 3.48 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/x} = 86.48 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc/y} = 2.76 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/y} = 68.59 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.9. Vérification de la flèche

Tableau IV.16 : Vérification de la flèche dans les deux sens

	Condition	Condition
Suivant x	$\frac{h}{L} = \frac{18}{556} = 0.032 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{556} = 0.032 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{13.82}{10 \times 18.42} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{12.32}{100 \times 16.2} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée
Suivant y	$\frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.028 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.028 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{9.74}{10 \times 12.99} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 16.2} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée

✓ Puisque les conditions ne sont pas remplies, on a besoin de calculer la flèche.

IV.2.2.10. Calcul de la flèche suivant x

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I₀

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 12.32 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 57707.02 \text{ cm}^4.$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{12.32}{16.2 \times 100} = 0.0076$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0076 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 2.76$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.76}{5} = 1.1$$

c. Calcul des moments

$$q_r = G_{pp} \times 1 = 4.5 \times 1 = 4.5 \text{ KN/m.}$$

$$q_c = (G_{pp} + G_{rev}) \times 1 = 6.12 \times 1 = 6.12 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (G_{pp} + G_{rev} + Q) \times 1 = (6.12 + 2.5) \times 1 = 8.62 \text{ KN/m.}$$

$$M_r = 0.75 \times \frac{q_r \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.5 \times 5.56^2}{8} = 13.04 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{q_c \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{6.12 \times 5.56^2}{8} = 17.74 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{8.62 \times 5.56^2}{8} = 24.98 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{13.04 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 74.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{17.74 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 101.74 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{24.98 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 143.26 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 74.78 + 2.1} = 0.16$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 101.74 + 2.1} = 0.29$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 143.26 + 2.1} = 0.43$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.16} = 44032.83 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.29} = 35257.57 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.43} = 29027.68 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 1.1 \times 0.29} = 48125.64 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{13.04 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 44032.83} \times 10^5 = 0.003 \text{ m.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$f_{ci} = \frac{17.74 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 35257.57} \times 10^5 = 0.005 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{24.98 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 29027.68} \times 10^5 = 0.008 \text{ m.}$$

$$f_{cv} = \frac{17.74 \times 5.56^2}{10 \times 10818.87 \times 48125.64} \times 10^5 = 0.01 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.01 - 0.005 + 0.008 - 0.003 = 0.01 \text{ m.}$$

IV.2.2.11. Calcul de la flèche admissible suivant x

$$f_{adm} = \frac{5.56}{1000} + 0.005 = 0.011 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.011 \text{ m} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

IV.2.2.12. Calcul de la flèche suivant y

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I_0

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 12.32 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 57707.02 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{12.32}{16.2 \times 100} = 0.0076$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0076 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 2.76$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.76}{5} = 1.1$$

c. Calcul des moments

$$M_r = 0.75 \times \frac{4.5 \times 6.45^2}{8} = 17.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{6.12 \times 6.45^2}{8} = 23.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{8.62 \times 6.45^2}{8} = 33.62 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{17.55 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 100.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{23.87 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 136.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{33.62 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 192.81 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 100.65 + 2.1} = 0.29$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 136.89 + 2.1} = 0.41$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 192.81 + 2.1} = 0.53$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.29} = 35257.57 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.41} = 29779.38 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.53} = 25774.62 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 1.1 \times 0.41} = 43747.57 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{17.55 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 35257.57} \times 10^5 = 0.006 \text{ m}.$$

$$f_{ci} = \frac{23.87 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 29779.38} \times 10^5 = 0.01 \text{ m}.$$

$$f_{pi} = \frac{33.62 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 25774.62} \times 10^5 = 0.017 \text{ m}.$$

$$f_{cv} = \frac{23.87 \times 6.45^2}{10 \times 10818.87 \times 43747.57} \times 10^5 = 0.02 \text{ m}.$$

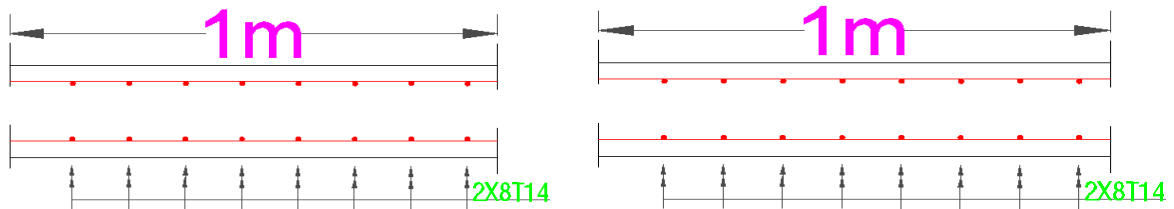
$$\Delta f_t = 0.02 - 0.01 + 0.017 - 0.006 = 0.021 \text{ m}.$$

IV.2.2.13. Calcul de la flèche admissible suivant y

$$f_{adm} = \frac{6.45}{1000} + 0.005 = 0.011 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.021 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.011 \text{ m}.$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.



a-Schéma de ferrailage dans le sens x

b-Schéma de ferrailage dans le sens y

Figure IV.13 : Schéma de ferrailage dans les deux sens

IV.2.3. Étude de la terrasse

IV.2.3.1. Combinaisons des charges

Tableau IV.17 : Les combinaisons des charges

Les charges et les surcharges	Combinaison des charges à l'ELU	Combinaison des charges à l'ELS
G = 8.38 KN/m	12.81 KN/m	9.38 KN/m
Q = 1 KN/m		

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

IV.2.3.2. Le coefficient de moment

Tableau IV.18 : Le coefficient de moment

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.56}{6.45}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932

IV.2.3.3. Les moments de la dalle articulée

Tableau IV.19 : Les moments de la dalle articulée

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
Mux (KN.m)	Muy (KN.m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
19.64	13.85	22.09	17.52

IV.2.3.4. Les moments réels de calcul

Tableau IV.20 : Les moments réels de calcul

	Panneau de rive				Panneau intermédiaire			
	Mtx	Max	Mty	May	Mtx	Max	Mty	May
ELU	0.85 Mux= 16.69	0.3 Mux= 5.89	0.85Muy= 11.77	0.3Muy= 4.16	0.75Mux= 14.73	0.5Mux= 9.72	0.75Muy= 10.39	0.5 Muy= 6.93
ELS	0.85 Msx= 18.78	0.3 Msx= 6.63	0.85Msy= 14.89	0.3Msy= 5.26	0.75Msx= 16.57	0.5Msx= 11.05	0.75Msy= 13.14	0.5 Msy= 8.76

IV.2.3.5. Le ferrailage de la dalle

Tableau IV.21 : Le ferrailage de la dalle

	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
Suivant Lx	$\frac{19.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162^2 \times 14.17} = 0.053$	0.068	0.16	$\frac{19.64 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 3.53$
Suivant Ly	$0.053 \times \frac{13.85}{19.64} = 0.037$	0.047	0.16	$\frac{13.85 \times 1.15}{0.16 \times 400} \times 10 = 2.49$

On a choisi les sections d'armatures suivant :

- ✓ 8T14 pour une section réelle 12.32 cm² dans la direction x.
- ✓ 8T14 pour une section réelle 12.32 cm² dans la direction y.

IV.2.3.6. L'espacement

$$S_{tx} = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm.} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm.} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

IV.2.3.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau IV.22 : Vérification de l'effort tranchant dans les deux sens

L'effort tranchant	Condition
$V_{ux} = \frac{12.81 \times 5.56 \times 6.45}{5.56 + 2 \times 6.45} = 24.89 \text{ KN}$	$V_{ux} = 24.89 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$
$V_{uy} = \frac{12.81 \times 5.56}{3} = 23.74 \text{ KN}$	$V_{uy} = 23.74 \text{ KN} \leq V_u = 15.88 \text{ KN}$

Puisque la condition n'est pas remplie, on a besoin d'armature transversale.

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.}$$

✓ On choisi $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

IV.2.3.8. Vérification à ELS

a. Position de l'axe neutre

$$100y^2 + 323.4y - 5239.08 = 0$$

$$y = \frac{15 \times 12.32 \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 16.2}{7.5 \times 12.32}} - 1 \right]}{100} = 6.1 \text{ cm.}$$

b. Le moment réduit

$$I = \left[\frac{100 \times 6.1^3}{3} \right] + 15 \times 12.32 \times (16.2 - 6.1)^2 = 26417.48 \text{ cm}^4.$$

c. Les contraintes

Tableau IV.23 : Vérification à ELS dans les deux sens

y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$ (MPa)	$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$ (MPa)
6,1	26417,48	$\sigma_{bc/x} = \frac{14.69 \times 5.8 \times 10^3}{26417,48} = 3.55$	$\sigma_{s/x} = 15 \times \frac{14.69 \times (16.2 - 5.8)}{23993.21} \times 10^3 = 95.51$
6,1	26417,48	$\sigma_{bc/y} = \frac{11.65 \times 5.8 \times 10^3}{26417,48} = 2.82$	$\sigma_{s/y} = 15 \times \frac{11.65 \times (16.2 - 5.8)}{23993.21} \times 10^3 = 75.75$

$$\sigma_{bc/x} = 3.55 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/x} = 95.51 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc/y} = 2.82 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/y} = 75.75 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.9. Vérification de la flèche

Tableau IV.24 : Vérification de la flèche dans les deux sens

	Condition	Condition
Suivant x	$\frac{h}{L} = \frac{18}{556} = 0.032 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{556} = 0.032 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{14.72}{10 \times 19.64} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{12.32}{100 \times 16.2} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée
Suivant y	$\frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.028 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.028 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{10.39}{10 \times 13.85} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{12.32}{100 \times 16.2} = 0.0067 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée

✓ Puisque les conditions ne sont pas remplies, on a besoin de calculer la flèche.

IV.2.3.10. Calcul de la flèche suivant x

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I_0

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 12.32 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 57707.02 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{12.32}{16.2 \times 100} = 0.0076$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0076 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 2.76$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.76}{5} = 1.1$$

c. Calcul des moments

$$q_r = G_{pp} \times 1 = 4.5 \times 1 = 4.5 \text{ KN/m.}$$

$$q_c = (G_{pp} + G_{rev}) \times 1 = 8.38 \times 1 = 8.38 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (G_{pp} + G_{rev} + Q) \times 1 = (8.38 + 1) \times 1 = 9.38 \text{ KN/m.}$$

$$M_r = 0.75 \times \frac{q_r \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.5 \times 5.56^2}{8} = 13.04 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{q_c \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{8.38 \times 5.56^2}{8} = 24.29 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{9.38 \times 5.56^2}{8} = 27.18 \text{ KN.m.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{13.04 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 74.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{24.29 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 139.30 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{27.18 \times (16.2-6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 155.87 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 74.78 + 2.1} = 0.16$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 139.30 + 2.1} = 0.42$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 155.87 + 2.1} = 0.46$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.16} = 44032.83 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.42} = 29398.72 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.46} = 27968.68 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 1.1 \times 0.42} = 43418.41 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{13.04 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 44032.83} \times 10^5 = 0.003 \text{ m.}$$

$$f_{ci} = \frac{24.29 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 29398.72} \times 10^5 = 0.008 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{27.18 \times 5.56^2}{10 \times 32164.20 \times 27968.68} \times 10^5 = 0.009 \text{ m.}$$

$$f_{cv} = \frac{24.29 \times 5.56^2}{10 \times 10818.87 \times 43418.41} \times 10^5 = 0.018 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.018 - 0.008 + 0.009 - 0.003 = 0.016 \text{ m.}$$

IV.2.3.11. Calcul de la flèche admissible suivant x

$$f_{adm} = \frac{5.56}{1000} + 0.005 = 0.011 \text{ m.}$$

Finalement on va vérifier cette condition est vérifiée sinon on va augmenter l'épaisseur de la dalle ou la section d'armatures.

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.016 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.011 \text{ m.}$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.

IV.2.3.12. Calcul de la flèche suivant y

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I_0

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} \right] + 15 \times 12.32 \times \left(\frac{18}{2} - 1.98 \right)^2 = 57707.02 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{12.32}{16.2 \times 100} = 0.0076$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0076 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 2.76$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.76}{5} = 1.1$$

c. Calcul des moments

$$M_r = 0.75 \times \frac{4.5 \times 6.45^2}{8} = 17.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{8.38 \times 6.45^2}{8} = 32.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{9.38 \times 6.45^2}{8} = 36.58 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{17.55 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 100.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{32.68 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 187.41 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{36.58 \times (16.2 - 6.1)}{26417.48} \times 10^3 = 209.78 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 100.65 + 2.1} = 0.29$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 187.41 + 2.1} = 0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0076 \times 209.78 + 2.1} = 0.57$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.29} = 35257.57 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.53} = 25774.62 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 2.76 \times 0.57} = 24668.79 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 57707.02}{1 + 1.1 \times 0.53} = 40099.63 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{17.55 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 35257.57} \times 10^5 = 0.006 \text{ m.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$f_{ci} = \frac{32.68 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 25774.62} \times 10^5 = 0.02 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{36.58 \times 6.45^2}{10 \times 32164.20 \times 24668.79} \times 10^5 = 0.02 \text{ m.}$$

$$f_{cv} = \frac{32.68 \times 6.45^2}{10 \times 10818.87 \times 40099.63} \times 10^5 = 0.03 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.03 - 0.02 + 0.02 - 0.006 = 0.024 \text{ m.}$$

IV.2.3.13. Calcul de la flèche admissible suivant y

$$f_{adm} = \frac{6.45}{1000} + 0.005 = 0.011 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.024 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.011 \text{ m.}$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.

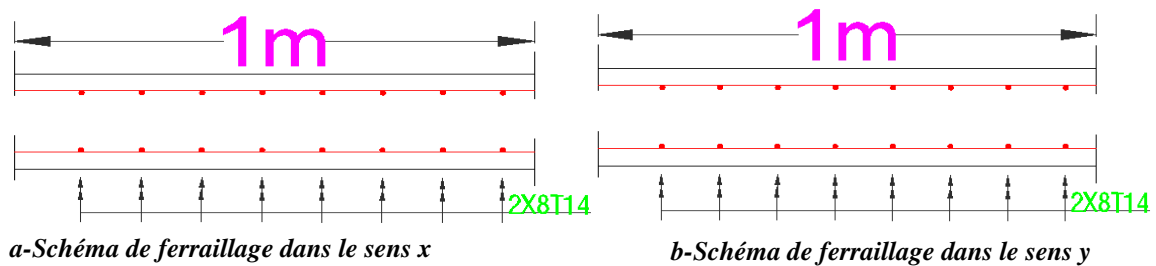


Figure IV.14 : Schéma de ferrailage dans les deux sens

IV.3. Étude de la pergola

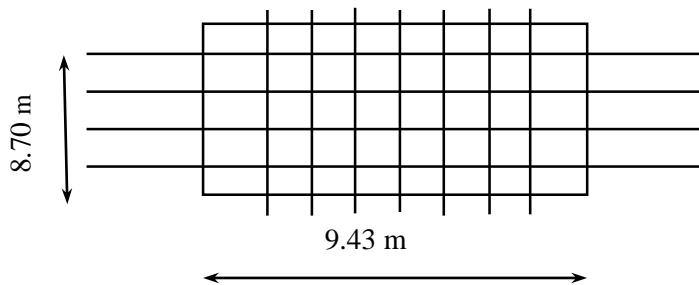


Figure IV.15 : Le plus grande portée

IV.3.1. Combinaisons des charges

Tableau IV.25 : Les combinaisons des charges

Les charges et les surcharges	Combinaison des charges à l'ELU	Combinaison des charges à l'ELS
G = 5 KN/m	8.25 KN/m	6 KN/m
Q = 1 KN/m		

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

IV.3.2. Le coefficient de moment

Tableau IV.26 : Le coefficient de moment

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8.70}{9.43}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799

IV.3.3. Les moments de la dalle articulée

Tableau IV.27 : Les moments de la dalle articulée

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
Mux (KN.m)	Muy (KN.m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
27.29	22.52	23.12	20.34

IV.3.4. Les moments réels de calcul

Tableau IV.28 : Les moments réels de calcul

	Panneau de rive				Panneau intermédiaire			
	Mtx	Max	Mty	May	Mtx	Max	Mty	May
ELU	0.85 Mux = 23.20	0.3 Mux = 8.19	0.85 Muy = 19.14	0.3 Muy = 6.76	0.75 Mux = 20.47	0.5 Mux = 13.65	0.75 Muy = 16.89	0.5 Muy = 11.26
ELS	0.85 Msx = 19.65	0.3 Msx = 6.94	0.85 Msy = 17.29	0.3 Msy = 6.10	0.75 Msx = 17.34	0.5 Msx = 11.56	0.75 Msy = 15.26	0.5 Msy = 10.17

IV.3.5. Le ferrailage de la dalle

Tableau IV.29 : Le ferrailage de la dalle

	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
Suivant Lx	$\frac{27.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.06$	0.077	0.17	$\frac{27.29 \times 1.15}{0.18 \times 400} \times 10 = 4.36$
Suivant Ly	$0.06 \times \frac{22.52}{27.29} = 0.050$	0.072	0.17	$\frac{22.52 \times 1.15}{0.18 \times 400} \times 10 = 3.19$

On a choisi les sections d'armatures suivant :

- ✓ 7T14 pour une section réelle 10.78 cm² dans la direction x.
- ✓ 7T14 pour une section réelle 10.78 cm² dans la direction y.

IV.3.6. L'espacement

$$S_{tx} = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm.} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$S_{ty} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm.} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau IV.30 : Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant	Condition
$V_{ux} = \frac{8.25 \times 8.2 \times 8.93}{8.2 + 2 \times 8.93} = 23.18 \text{ KN}$	$V_{ux} = 23.18 \text{ KN} \leq V_u = 17.64 \text{ KN}$
$V_{uy} = \frac{8.25 \times 8.2}{3} = 22.55 \text{ KN}$	$V_{uy} = 22.55 \text{ KN} \leq V_u = 17.64 \text{ KN}$

Puisque la condition n'est pas remplie, on a besoin d'armature transversale.

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.}$$

✓ On choisi $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

IV.3.8. Vérification à ELS

a. Position de l'axe neutre

$$100y^2 + 323.4y - 5821.2 = 0$$

$$y = \frac{15 \times 10.78 \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 18}{7.5 \times 10.78}} - 1 \right]}{100} = 6.2 \text{ cm.}$$

b. Le moment réduit

$$I = \left[\frac{100 \times 6.2^3}{3} \right] + 15 \times 10.78 \times (18 - 6.2)^2 = 30459.37 \text{ cm}^4.$$

c. Les contraintes

Tableau IV.31 : Vérification à ELS dans les deux sens

y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$ (MPa)	$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$ (MPa)
6.2	30459.37	$\sigma_{bc/x} = \frac{23.12 \times 6.2 \times 10^3}{30459.37}$ = 4.71	$\sigma_{s/x} = 15 \times \frac{23.12 \times (18 - 6.2)}{30459.37} \times 10^3$ = 134,35
6.2	30459.37	$\sigma_{bc/y} = \frac{20,34 \times 6.2 \times 10^3}{30459.37} = 4.14$	$\sigma_{s/y} = 15 \times \frac{20.34 \times (18 - 6.2)}{30459.37} \times 10^3$ = 118.20

$$\sigma_{bc/x} = 4.71 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/x} = 134.35 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc/y} = 4.14 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s/y} = 118.20 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.9.Vérification de la flèche

Tableau IV.32 : Vérification de la flèche dans les deux sens

	Condition	Condition
Suivant x	$\frac{h}{L} = \frac{20}{870} = 0.023 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{20}{870} = 0.023 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{20.47}{10 \times 27.29} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée
Suivant y	$\frac{h}{L} = \frac{20}{943} = 0.021 \geq \frac{1}{16} = 0.625$	Condition non vérifiée
	$\frac{h}{L} = \frac{20}{943} = 0.021 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{16.89}{10 \times 22.52} = 0.075$	Condition non vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$	Condition vérifiée

✓ Puisque les conditions ne sont pas remplies, on a besoin de calculer la flèche.

IV.3.10.Calcul de la flèche suivant x

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I₀

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 20^3}{12} \right] + 15 \times 10.78 \times \left(\frac{20}{2} - 2.2 \right)^2 = 76504.49 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{10.78}{18 \times 100} = 0.006$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.006 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 3.5$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 3.5}{5} = 1.4$$

c. Calcul des moments

$$q_r = G_{pp} \times 1 = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m.}$$

$$q_c = (G_{pp} + G_{rev}) \times 1 = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (G_{pp} + G_{rev} + Q) \times 1 = (5 + 1) \times 1 = 6 \text{ KN/m.}$$

$$M_r = 0.75 \times \frac{q_r \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{5 \times 8.7^2}{8} = 35.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{q_c \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{5 \times 8.7^2}{8} = 35.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times Lx^2}{8} = 0.75 \times \frac{6 \times 8.7^2}{8} = 42.58 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{35.48 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 206.17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{35.48 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 206.17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{42.58 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 247.43 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 206.17 + 2.1} = 0.48$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 206.17 + 2.1} = 0.48$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 247.43 + 2.1} = 0.54$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.48} = 31401.10 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.48} = 31401.10 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.54} = 29119.36 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fcv} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 1.4 \times 0.48} = 50331.90 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{35.48 \times 8.7^2}{10 \times 32164.20 \times 31401.10} \times 10^5 = 0.03 \text{ m.}$$

$$f_{ci} = \frac{35.48 \times 8.7^2}{10 \times 32164.20 \times 31401.10} \times 10^5 = 0.03 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{42.58 \times 8.7^2}{10 \times 32164.20 \times 29119.36} \times 10^5 = 0.03 \text{ m.}$$

$$f_{cv} = \frac{35.48 \times 8.7^2}{10 \times 10818.87 \times 50331.90} \times 10^5 = 0.05 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.05 - 0.03 + 0.03 - 0.03 = 0.02 \text{ m.}$$

IV.3.11. Calcul de la flèche admissible suivant x

$$f_{adm} = \frac{8.7}{1000} + 0.005 = 0.014 \text{ m.}$$

Finalement on va vérifier cette condition est vérifié sinon on va augmenter l'épaisseur de la dalle ou la section d'armatures.

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.020 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.014 \text{ m.}$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.

IV.3.12. Calcul de la flèche suivant y

a. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène I_0

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 20^3}{12} \right] + 15 \times 10.78 \times \left(\frac{20}{2} - 2.2 \right)^2 = 76504.49 \text{ cm}^4.$$

b. Déformations instantanée et différée

$$\rho = \frac{10.78}{18 \times 100} = 0.006$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.006 \times (2 + 3 \frac{100}{100})} = 3.5$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 3.5}{5} = 1.4$$

c. Calcul des moments

$$q_r = G_{pp} \times 1 = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m.}$$

$$q_c = (G_{pp} + G_{rev}) \times 1 = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (G_{pp} + G_{rev} + Q) \times 1 = (5 + 1) \times 1 = 6 \text{ KN/m.}$$

$$M_r = 0.75 \times \frac{q_r \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{5 \times 9.43^2}{8} = 41.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_c = 0.75 \times \frac{q_c \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{5 \times 9.43^2}{8} = 41.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times L_x^2}{8} = 0.75 \times \frac{6 \times 9.43^2}{8} = 50.02 \text{ KN.m.}$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{41.68 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 242.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{41.68 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 242.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{50.02 \times (18-6.2)}{30459.37} \times 10^3 = 290.67 \text{ MPa.}$$

e. Calcul du coefficient

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 242.20 + 2.1} = 0.54$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 242.20 + 2.1} = 0.54$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 290.67 + 2.1} = 0.60$$

f. Calcul de l'inertie fictif

$$I_{fri} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.54} = 29119.35 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fci} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.54} = 29119.35 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 3.5 \times 0.6} = 27146.75 \text{ cm}^4.$$

Chapitre IV : Étude des dalles pleine et la pergola

$$I_{f_{cv}} = \frac{1.1 \times 76504.49}{1 + 1.4 \times 0.54} = 47924.22 \text{ cm}^4.$$

g. Evaluation de la flèche

$$f_{ri} = \frac{41.68 \times 9.43^2}{10 \times 32164.20 \times 29119.35} \times 10^5 = 0.04 \text{ m}.$$

$$f_{ci} = \frac{41.68 \times 9.43^2}{10 \times 32164.20 \times 29119.35} \times 10^5 = 0.04 \text{ m}.$$

$$f_{pi} = \frac{50.02 \times 9.43^2}{10 \times 32164.20 \times 27146.75} \times 10^5 = 0.05 \text{ m}.$$

$$f_{cv} = \frac{41.68 \times 9.43^2}{10 \times 10818.87 \times 47924.22} \times 10^5 = 0.07 \text{ m}.$$

$$\Delta f_t = 0.07 - 0.04 + 0.05 - 0.04 = 0.04 \text{ m}.$$

IV.3.13. Calcul de la flèche admissible suivant y

$$f_{adm} = \frac{9.43}{1000} + 0.005 = 0.014 \text{ m}.$$

$$\Delta f_t = 0.04 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.014 \text{ m}.$$

✓ La flèche n'est pas vérifiée.

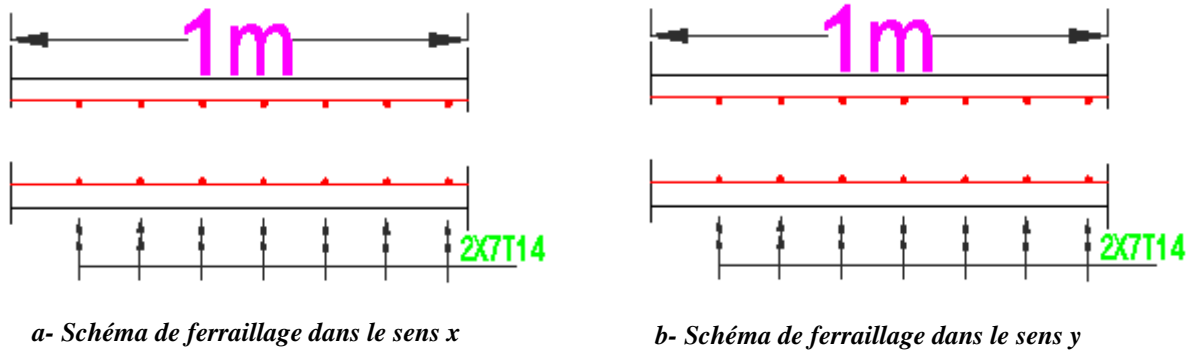


Figure IV.16 : Schéma de ferrailage dans les deux sens

Remarque

Dans les cas où la flèche n'est pas vérifiée, nous imposons un contre flèche.

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé et dimensionné le ferrailage de la dalle pleine en nous appuyant sur les prescriptions RPA 2024 et du BAEL 99. L'étude a permis de définir la répartition optimale des armatures principales et secondaires en fonction des sollicitations mécaniques, des conditions d'appui et des exigences de service.

CHAPITRE V :

Étude des éléments non structuraux

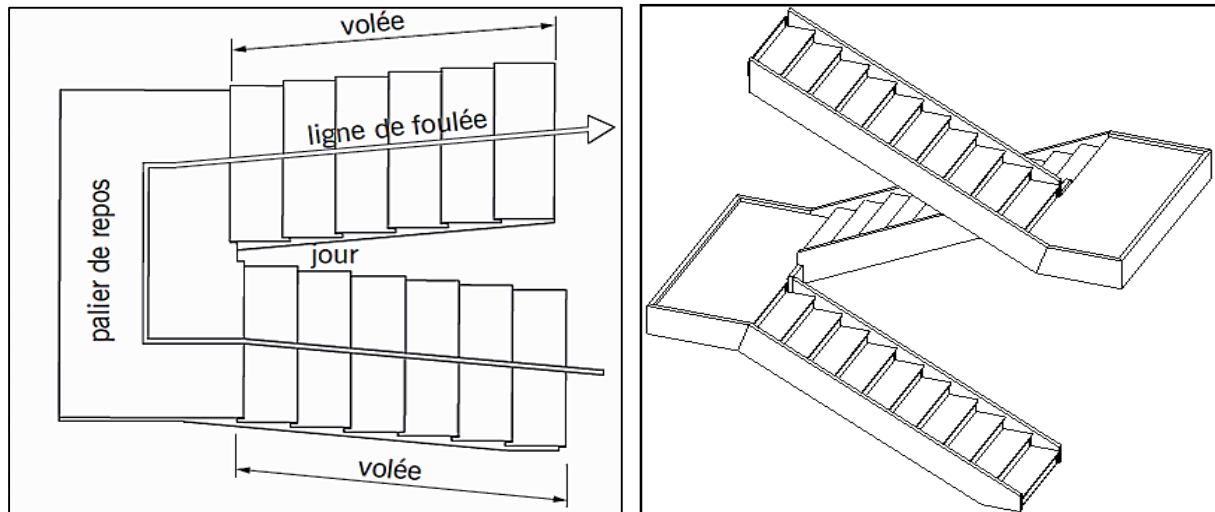
Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

V.1. Étude des escaliers

V.1.1.Introduction

Dans notre projet nous avons 5 différents types des escaliers (terrasse, les étages de 1^{er} au 4^{ème}, RDC, RDJ et l'escalier d'entrée), chaque un leur conception (nombre des marches, palier, inclinaison).

Cette étude dépend sur la volée la plus longue dans chaque escalier car les volées ne sont pas égales.



a- Les caractéristiques géométriques des escaliers

b- Escalier de trois volées

Figure V.1 : Type et caractéristiques géométriques des escaliers (Les escaliers, s.d.)

V.1.2.Evaluation des charges

a. Pour les escaliers du bloc administratif

Tableau V.1 : Les charges sur les escaliers du bloc administratif

	Charge permanent G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Palier	6.6	4
Palliasse	10.83	4

b. Pour l'escalier d'entrée

Tableau V.2 : Les charges sur l'escalier d'entrée

	Charge permanent G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Palier	6.10	4
Palliasse	10.27	4

V.1.3.Combinaisons des charges

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

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

→ ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m \dots\dots\dots (V.1)$$

→ ELS

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1m \dots\dots\dots (V.2)$$

a. Pour les escaliers du bloc administratif

Tableau V.3 : Calcul des combinaisons pour les escaliers du bloc administratif

Les combinaisons	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
Palier	14.91	10.6
Palliasse	20.62	14.83

b. Pour l'escalier d'entrée

Tableau V.4 : Calcul des combinaisons pour l'escalier d'entrée

Les combinaisons	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
Palier	14.24	10.10
Palliasse	19.86	14.27

V.1.4. Étude des escaliers du bloc administratif

Nous avons 2 types des escaliers dans le bloc administratif :

V.1.4.1. L'escalier de deux volées (de 1^{er} au 4^{ème} étage)

Cet escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

a. La charge équivalente

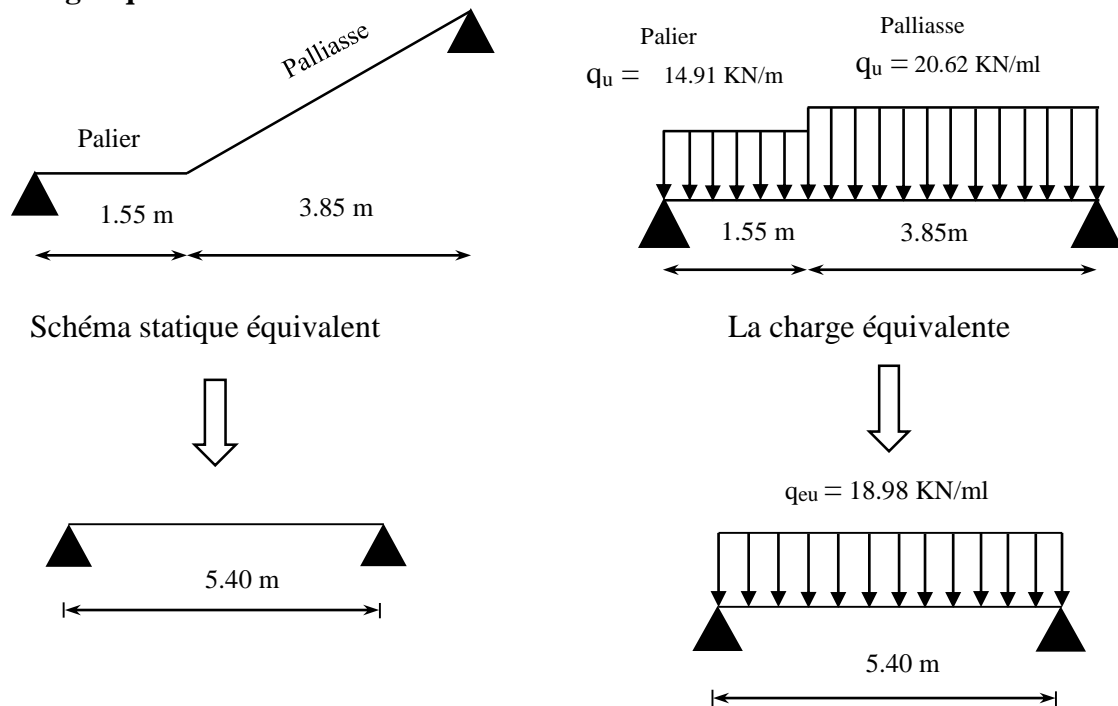


Figure V.2 : Schéma statique de l'escalier

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} \dots\dots\dots (V.3)$$

→ **ELU**

$$q_{eu} = \frac{14.91 \times 1.55 + 20.62 \times 3.85}{1.55 + 3.85} = 18.98 \text{ KN/ml.}$$

→ **ELS**

$$q_{ser} = \frac{10.6 \times 1.55 + 14.83 \times 3.85}{1.55 + 3.85} = 13.62 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des sollicitations

• Moment d'équivalence

$$M_o = \frac{q_e \times L_t^2}{8} \dots\dots\dots (V.4)$$

• Moment en travée

$$M_{travée} = 0.85 M_o \dots\dots\dots (V.5)$$

• Moment en appui

$$M_{appui} = 0.3 M_o \dots\dots\dots (V.6)$$

• Effort tranchant

$$V = \frac{q_e \times L_t}{2} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec

L_t : La longueur totale

$$L_t = L_{palier} + L_{palliasse} \dots\dots\dots (V.8)$$

Tableau V.5 : Calcul des sollicitations

	ELU	ELS
q_e (KN/ml)	18.98	13.62
L_t (m)	5.40	5.40
M_o (KN.m)	69.18	49.64
$M_{travée}$ (KN.m)	58.80	42.19
M_{appui} (KN.m)	20.75	14.89
V (KN)	51.25	/

c. Calcul de ferrailage

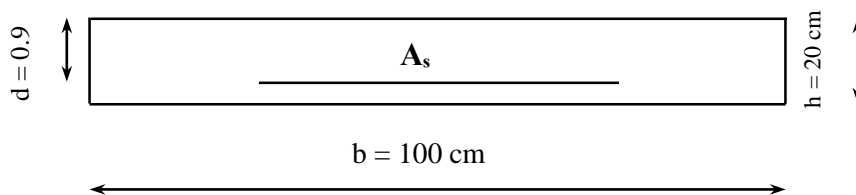


Figure V.3 : La section à ferrailer

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

On a:

$$d = 0.9 h \dots\dots\dots (V.9)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \dots\dots\dots (V.10)$$

$$\alpha_L = \frac{7}{(7+2\varepsilon_L)} \dots\dots\dots (V.11)$$

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s E} (\text{‰}) \dots\dots\dots (V.12)$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec

d : La hauteur utile.

h : L'épaisseur de la paillasse.

μ : Le moment réduit.

M_u : Le moment en travée.

μ_L : Le moment réduit limite.

• En travée

Tableau V.6 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γ_b	γ_s	E (MPa)	ε_L (‰)	α_L	μ	μ_L
0.2	0.18	1	58.80	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2×10^5	1.73	0.67	0.13	0.392

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.13 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.13 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}) \Rightarrow \alpha_u = 0.17$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha_u b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.17 \times 1 \times 0.18 \times 14.17}{347.83} = 9.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.97 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : A_s travée = 8T14 (12.32 cm²).

• En appui

Tableau V.7 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γ_b	γ_s	E (MPa)	ε_L (‰)	α_L	μ	μ_L
0.2	0.18	1	20.75	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2×10^5	1.73	0.67	0.05	0.392

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.05 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.05 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) \Rightarrow \alpha_u = 0.06$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.06 \times 1 \times 0.18 \times 14.17}{347.83} = 3.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.52 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : $A_{s \text{ appui}} = 5T12$ (5.65 cm²).

d. Condition de non-fragilité

$$A_{su} \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots (V.14)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$A_{s \text{ travée}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 9.97 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_{s \text{ appui}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 3.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (V.15)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{51.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.28 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.28 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• En travée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{58.80}{42.19} = 1.39$$

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

$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.17 \leq 0.45 \Rightarrow$ condition vérifiée.

• En appui

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.75}{14.89} = 1.39$$

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

$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.06 \leq 0.45 \Rightarrow$ condition vérifiée.

f.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{485} \geq 0.06 \Rightarrow 0.04 \geq 0.06 \Rightarrow$$
 Condition non vérifiée.

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{12.32}{100 \times 18} \leq 0.0085 \Rightarrow 0.0068 \leq 0.0105 \Rightarrow$$
 Condition non vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{485} \geq \frac{42.19}{10 \times 49.64} \Rightarrow 0.04 \geq 0.085 \Rightarrow$$
 Condition non vérifiée.

Puisque l'une des conditions n'est pas vérifiée, on passe à la vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{G_v} - f_{G_i} + f_{p_i} - f_{j_i} \leq \bar{f} \dots\dots\dots (V.16)$$

➤ Calcul de la flèche

Tableau V.8 : Calcul le ratio d'armature (ρ)

h (cm)	A_s (cm ²)	b (cm)	d'' (cm)	ρ
20	15.39	100	$0.11h = 2.2$	$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.39}{100 \times 18} = 0.0085$

• Détermination de l'axe neutre (y)

$$by^2 + 30 (A_s + A_s')y - 30 (A_s d + A_s' d') = 0 \dots\dots\dots (V.17)$$

$$100y^2 + 369.6y - 6652.8 = 0 \Rightarrow y = 6.52 \text{ cm} = 0.0652 \text{ m.}$$

• Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d'')^2] \dots\dots\dots (V.18)$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 6.52^3 + 15[12.32 (18 - 6.52)^2] = 33593.79 \text{ cm}^4.$$

• Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15[A_s(\frac{h}{2} - d'')] \dots\dots\dots (V.19)$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15[12.32 (\frac{20}{2} - 2.2)^2] = 77909.90 \text{ cm}^4.$$

• Déformations instantanée et différée " λ_i " et " λ_v "

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0068 (2+3\frac{100}{100})} = 3.09 \text{ MPa.}$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 2.47}{5} = 1.24 \text{ MPa.}$$

• Calcul de chargement

➔ Paillasse

$$J = (j \text{ (dalle pleine)} + (j \text{ (Marche)})) = (5.88 + 1.87) = 7.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (paillasse)} = 10.83 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = (G_p + Q_p) = 14.83 \text{ KN/m}^2.$$

➔ Palier

$$J = (j \text{ (dalle pleine)}) = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (palier)} = 6.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = (G_p + Q_p) = 10.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{j \text{ ser}} = \frac{\sum j_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{7.75 \times 3.3 + 5 \times 1.55}{3.3 + 1.55} = 6.87 \text{ KN.}$$

$$Q_{g \text{ ser}} = \frac{\sum g_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.83 \times 3.3 + 6.6 \times 1.55}{3.3 + 1.55} = 9.48 \text{ KN.}$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$q_{p \text{ ser}} = \frac{\sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{14.83 \times 3.3 + 10.6 \times 1.55}{3.3 + 1.55} = 13.48 \text{ KN.}$$

• Calcul des moments correspondant

$$M_{j \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 6.87 \times 4.85^2}{8} = 15.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_{g \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 9.48 \times 4.85^2}{8} = 20.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 13.48 \times 4.85^2}{8} = 29.73 \text{ KN.m.}$$

• Calcul des contraintes correspondant

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15.15 \times 10^3}{33593.79} (18 - 6.52) = 77.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 20.91 \times 10^3}{33593.79} (18 - 6.52) = 107.18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 29.73 \times 10^3}{33593.79} (18 - 6.52) = 152.39 \text{ MPa.}$$

• Calcul du coefficient "μ"

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0068 \times 77.66 + 2.1} = 0.13$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0068 \times 107.18 + 2.1} = 0.27$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0068 \times 152.39 + 2.1} = 0.41$$

• Calcul de l'inertie fictif "I_F"

$$I_{Fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 77909.90}{1 + 3.09 \times 0.13} = 61140.68 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 77909.90}{1 + 1.24 \times 0.27} = 64205.04 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 77909.90}{1 + 3.09 \times 0.27} = 46721.31 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 77909.90}{1 + 3.09 \times 0.41} = 37805.32 \text{ cm}^4.$$

• Calcul de module de déformation longitudinale de béton

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

• Evaluation de la flèche

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^j} = \frac{15.15 \times (4.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.20 \times 61140.68} = 1.81 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^g} = \frac{20.91 \times 4.85^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 46721.31} = 3.27 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$f_{gv} = \frac{M_{g\ ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}^g} = \frac{20.91 \times 4.85^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 64205.04} = 7.08 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^p} = \frac{29.73 \times 4.85^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 37805.32} = 5.75 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} \leq \bar{f} \Rightarrow \Delta f_t = 7.08 \times 10^{-3} - 3.27 \times 10^{-3} + 5.75 \times 10^{-3} - 1.81 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.007 \text{ m.}$$

• Flèche admissible

La flèche est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } L \leq 500 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots (\text{V.20}) \\ \text{Si } L > 500 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots (\text{V.21}) \end{array} \right.$$

$$\text{Dans notre cas } L = 485 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{485}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0.97 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0.7 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.97 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

g. Armatures de répartition

• En travée

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ travée}}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.85 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte $A_{sr} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

• En appui

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ appui}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte $A_{sr} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

h. Espacement des armatures

h.1. Armatures principales

• En travée

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \text{ max}}$

$$S_{r \text{ max}} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 11 \text{ cm}$.

• En appui

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \text{ max}}$

$$S_{r \text{ max}} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm}$.

h.2. Armatures secondaires

• En travée

$$S_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

• En appui

$$S_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

i. Schéma de ferrailage

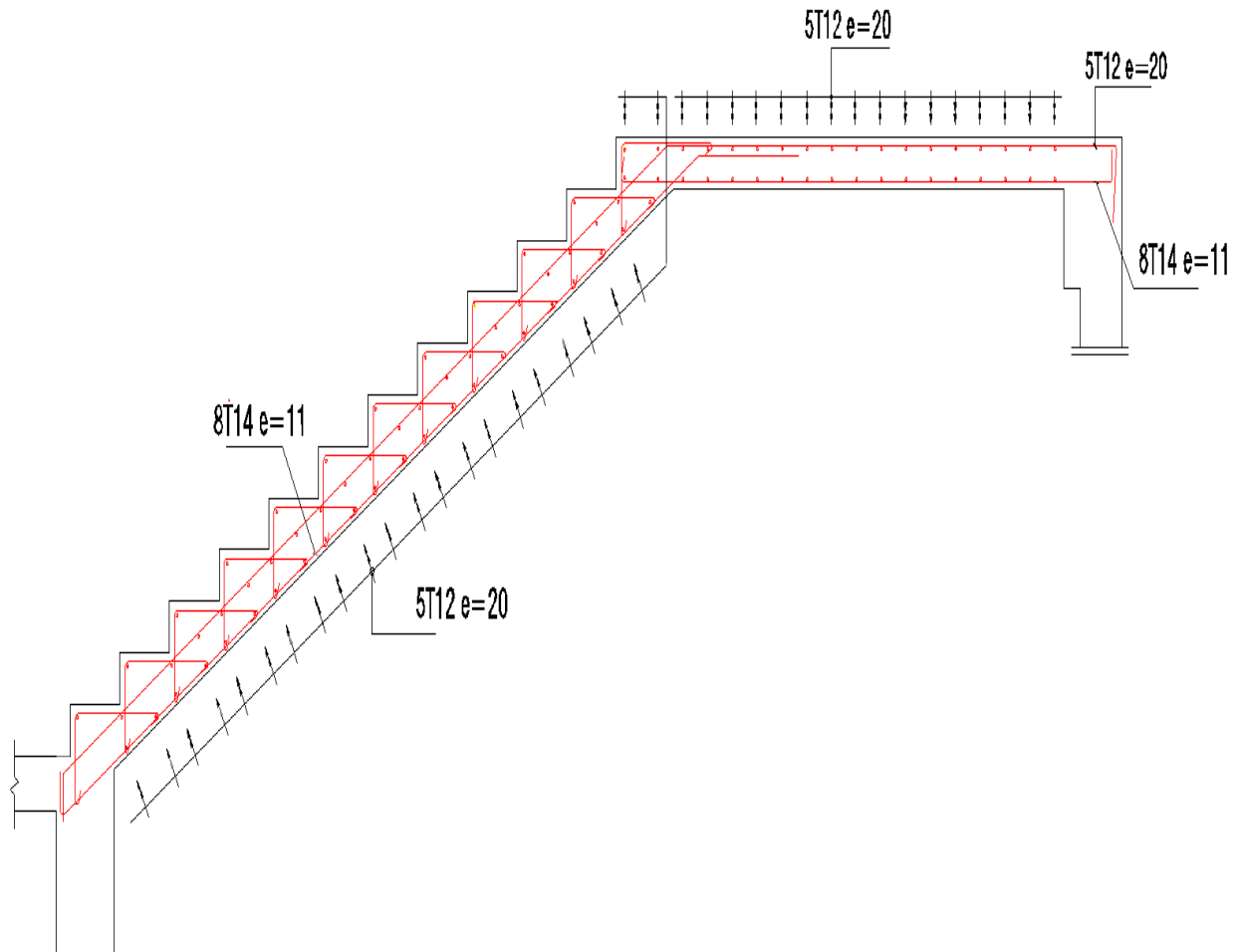


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier de deux volées

V.1.4.2.L'escalier de trois volées (I'RDJ)

Cet escalier est constitué de trois volées et deux paliers de repos.

a. La charge équivalente

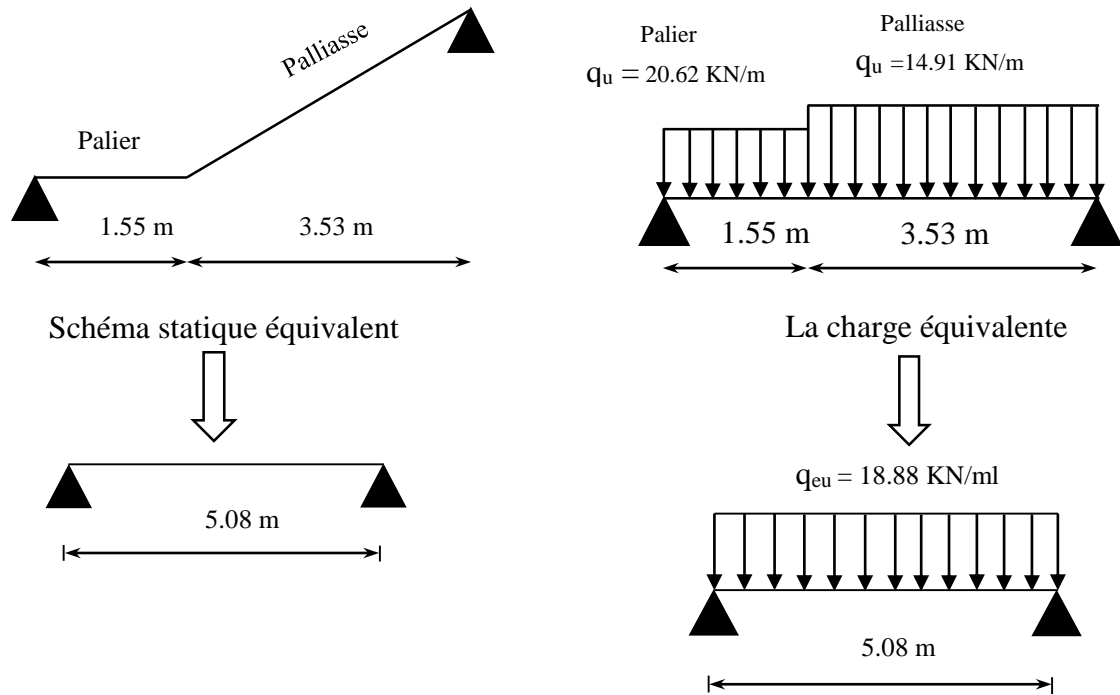


Figure V.5 : Schéma statique de l'escalier

→ ELU

$$q_{eu} = \frac{14.91 \times 1.55 + 20.62 \times 3.53}{1.55 + 3.53} = 18.88 \text{ KN/ml.}$$

→ ELS

$$q_{ser} = \frac{10.6 \times 1.55 + 14.83 \times 3.53}{1.55 + 3.53} = 13.54 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des sollicitations

Tableau V.9 : Calcul des sollicitations

	ELU	ELS
q_e (KN/ml)	18.88	13.54
L_t (m)	5.08	5.08
M_o (KN.m)	60.90	43.68
$M_{travée}$ (KN.m)	51.77	37.13
M_{appui} (KN.m)	18.27	13.10
V (KN)	47.96	/

c. Calcul de ferrailage

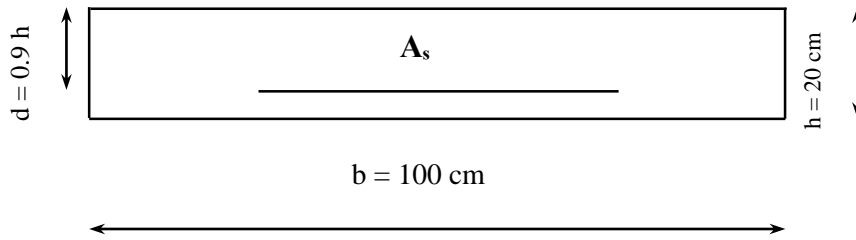


Figure V.6 : La section à ferrailier

• En travée

Tableau V.10 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γb	γs	E (MPa)	εL (‰)	αL	μ	μL
0.2	0.18	1	51.77	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.11	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.11 < 0.392 \Rightarrow$ vérifiée $\Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.11 < 0.1859 \Rightarrow$ pivot A.

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) \Rightarrow \alpha_u = 0.15$

$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times fbc}{fsu} = \frac{0.8 \times 0.15 \times 1 \times 0.18 \times 14.17}{347.83} = 8.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.80 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : A_s travée = 6T14 (9.24cm²).

• En appui

Tableau V.11 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γb	γs	E (MPa)	εL (‰)	αL	μ	μL
0.2	0.18	1	18.27	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.04	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.04 < 0.392 \Rightarrow$ vérifiée $\Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.04 < 0.1859 \Rightarrow$ pivot A.

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) \Rightarrow \alpha_u = 0.05$

$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times fbc}{fsu} = \frac{0.8 \times 0.05 \times 1 \times 0.18 \times 14.17}{347.83} = 2.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.93 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : A_s appui = 5T12 (5.65 cm²).

d. Condition de non-fragilité

$A_{s \text{ min}} = 2.17 \text{ cm}^2.$

$A_s \text{ travée} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 8.80 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$A_s \text{ appui} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 2.93 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.27 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• **En travée**

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{51.77}{37.13} = 1.39$$

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

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.15 \leq 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui**

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.27}{13.10} = 1.39$$

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

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.05 \leq 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{455} \geq 0.06 \Rightarrow 0.04 \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 18} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0051 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{455} \geq \frac{37.13}{10 \times 43.68} \Rightarrow 0.04 \geq 0.08 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On passe à la vérification de la flèche.

✚ **Calcul de la flèche**

Tableau V.12 : Calcul le ratio d'armature (ρ)

h (cm)	A _s (cm ²)	b (cm)	d'' (cm)	ρ
20	9.24	100	0.11h = 2.2	$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.24}{100 \times 18} = 0.0051$

• **Détermination de l'axe neutre (y)**

$$100y^2 + 277.2y - 4989.6 = 0 \Rightarrow y = 5.81 \text{ cm} = 0.0581 \text{ m.}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.81^3 + 15[9.24(18 - 5.81)^2] = 27132.85 \text{ cm}^4.$$

• Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \left[9.24 \left(\frac{20}{2} - 2.2 \right)^2 \right] = 75099.09 \text{ cm}^4.$$

• Déformations instantanée et différée "λ_i" et "λ_v"

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0051 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4.12$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 4.12}{5} = 1.65$$

• Calcul de chargement

→ Paillasse

$$J = (j \text{ (dalle pleine)} + j \text{ (Marche)}) = (5.88 + 1.87) = 7.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (paillasse)} = 10.83 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = (G_p + Q_p) = 14.83 \text{ KN/m}^2.$$

→ Palier

$$J = (j \text{ (dalle pleine)}) = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (palier)} = 6.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = (G_p + Q_p) = 10.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{j \text{ ser}} = \frac{\sum j_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{7.75 \times 3 + 5 \times 1.55}{3 + 1.55} = 6.81 \text{ KN}.$$

$$q_{g \text{ ser}} = \frac{\sum g_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.83 \times 3 + 6.6 \times 1.55}{3 + 1.55} = 9.39 \text{ KN}.$$

$$q_{p \text{ ser}} = \frac{\sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{14.83 \times 3 + 10.6 \times 1.55}{3 + 1.55} = 13.39 \text{ KN}.$$

• Calcul des moments correspondant

$$M_{j \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 6.81 \times 4.55^2}{8} = 13.22 \text{ KN.m}.$$

$$M_{g \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 9.39 \times 4.55^2}{8} = 18.22 \text{ KN.m}.$$

$$M_{p \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 13.39 \times 4.55^2}{8} = 25.99 \text{ KN.m}.$$

• Calcul des contraintes correspondant

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13.22 \times 10^3}{27132.85} (18 - 5.81) = 89.09 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18.22 \times 10^3}{27132.85} (18 - 5.81) = 122.79 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 25.99 \times 10^3}{27132.85} (18 - 5.81) = 175.15 \text{ MPa}.$$

• Calcul du coefficient "μ"

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 89.09 + 2.1} = 0.06$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 122.79 + 2.1} = 0.20$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 175.15 + 2.1} = 0.35$$

• Calcul de l'inertie fictif "IF"

$$I_{Fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 75099.09}{1 + 4.12 \times 0.06} = 66235.57 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 75099.095}{1 + 1.65 \times 0.20} = 62112.03 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 75099.09}{1 + 4.12 \times 0.20} = 45290.02 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 75099.09}{1 + 4.12 \times 0.35} = 33828.42 \text{ cm}^4.$$

• Calcul de module de déformation longitudinale de béton

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}.$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}.$$

• Evaluation de la flèche

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^j} = \frac{13.22 \times 4.55^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 66235.57} = 1.28 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^g} = \frac{18.22 \times 4.55^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 45290.02} = 2.59 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}^g} = \frac{18.22 \times 4.55^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 62112.03} = 5.61 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^p} = \frac{25.99 \times 4.55^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 33828.42} = 4.95 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} \leq \bar{f} \Rightarrow \Delta f_t = 5.61 \times 10^{-3} - 2.59 \times 10^{-3} + 4.95 \times 10^{-3} - 1.28 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.0069 \text{ m}.$$

• Flèche admissible

$$\text{Dans notre cas } L = 455 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{455}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0.91 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.69 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.91 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

g. Armatures de répartition

• En travée

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ travée}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.36 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark \text{ On adopte } A_{sr} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

• En appui

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ appui}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte $A_{sr} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

h. Espacement des armatures

h.1. Armatures principales

• En travée

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 15 \text{ cm.}$

• En appui

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

h.2. Armatures secondaires

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

• En appui

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

i. Schéma de ferrailage

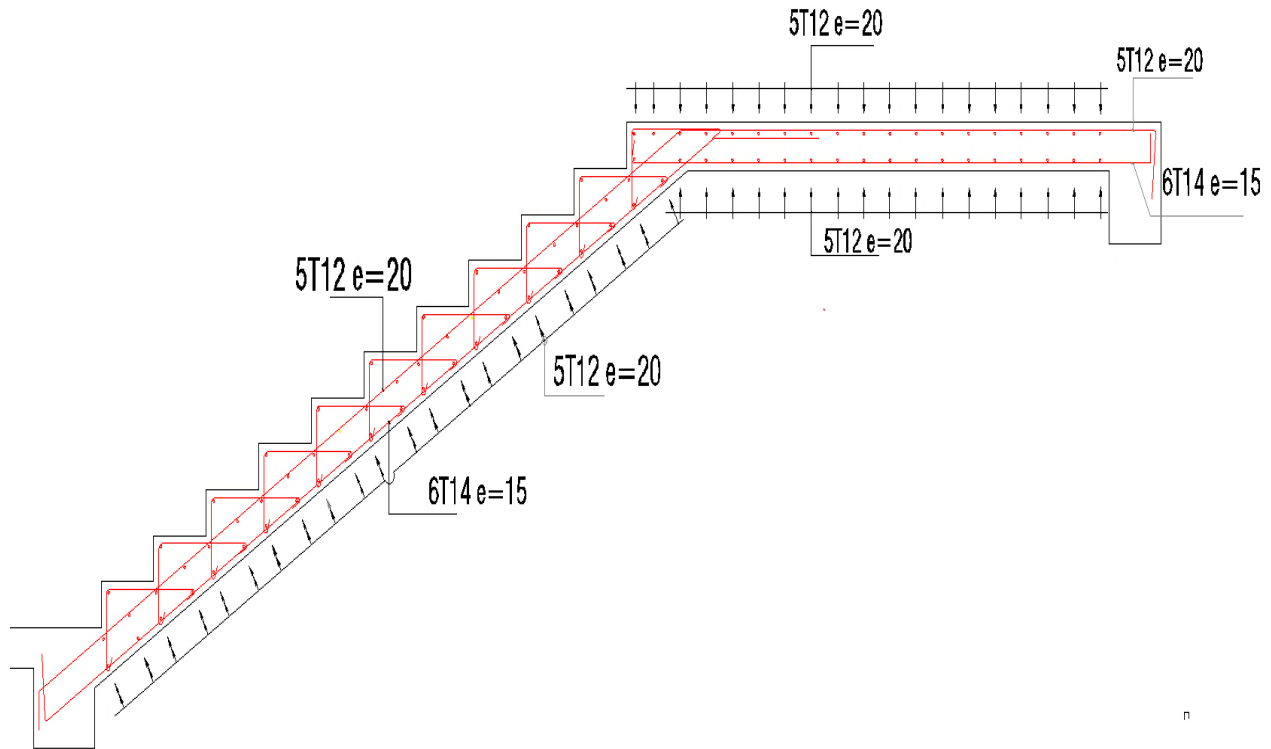


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier de trois volées (RDJ)

V.1.4.3.L'escalier d'entrée

Cet escalier est constitué de trois volées et deux paliers de repos.

a. La charge équivalente

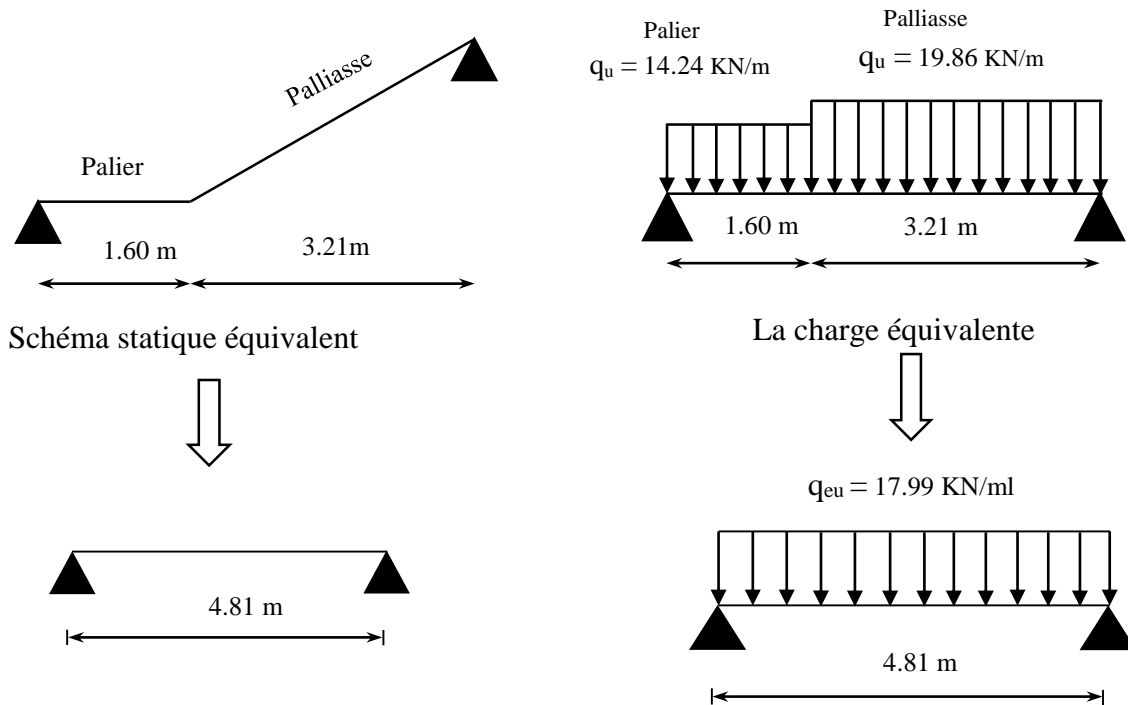


Figure V.8 : Schéma statique

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

→ ELU

$$q_{eu} = \frac{14.24 \times 1.60 + 19.86 \times 3.21}{1.60 + 3.21} = 17.99 \text{ KN/ml.}$$

→ ELS

$$q_{ser} = \frac{10.10 \times 1.60 + 14.27 \times 3.21}{1.60 + 3.21} = 12.88 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des sollicitations

Tableau V.13 : Calcul des sollicitations

	ELU	ELS
q_e (KN/ml)	17.99	12.88
L_t (m)	4.81	4.81
M_o (KN.m)	52.03	37.25
$M_{travée}$ (KN.m)	39.02	27.94
M_{appui} (KN.m)	26.02	18.63
V (KN)	43.27	/

c. Calcul de ferrailage

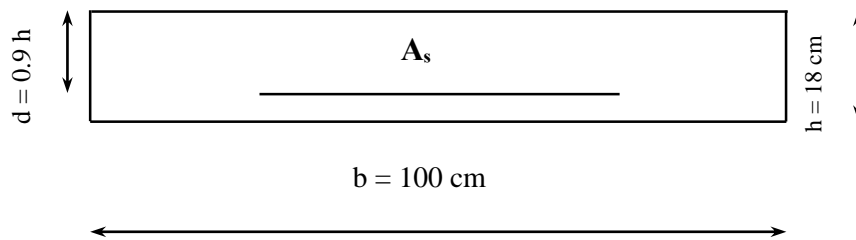


Figure V.9 : La section à ferrailier

• En travée

Tableau V.14 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fb _c (MPa)	fs _u (MPa)	f _c (MPa)	γ _b	γ _s	E (MPa)	ε _L (‰)	α _L	μ	μ _L
0.18	0.162	1	39.02	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.10	0.392

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.10 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.10 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) \Rightarrow \alpha_u = 0.13$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha_u b d f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.13 \times 1 \times 0.162 \times 14.17}{347.83} = 6.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.86 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : A_s travée = 6T14 (9.24 cm²).

• En appui

Tableau V.15 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γb	γs	E (MPa)	εL (‰)	αL	μ	μL
0.18	0.162	1	26.02	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.07	0.392

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.07 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.07 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) \Rightarrow \alpha_u = 0.09$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.09 \times 1 \times 0.162 \times 14.17}{347.83} = 4.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.75 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : $A_{s \text{ appui}} = 5T12 (5.65 \text{ cm}^2)$.

d. Condition de non-fragilité

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.162 \times 2.1}{400} = 1.96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 6.86 \text{ cm}^2 \geq 1.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 4.75 \text{ cm}^2 \geq 1.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{43.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.27 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.27 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• En travée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{39.02}{27.94} = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.13 \leq 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En appui

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26.02}{18.63} = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.09 \leq 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{430} \geq 0.06 \Rightarrow 0.04 \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 16.2} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0057 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{18}{430} \geq \frac{27.94}{10 \times 37.25} \Rightarrow 0.04 \geq 0.075 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On passe à la vérification de la flèche.

✚ Calcul de la flèche

Tableau V.16 : Calcul le ratio d'armature (ρ)

h (cm)	A _s (cm ²)	b (cm)	d'' (cm)	ρ
18	9.24	100	0.11h = 1.98	$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.24}{100 \times 16.2} = 0.0057$

• Détermination de l'axe neutre (y)

$$100y^2 + 277.2y - 4490.64 = 0 \Rightarrow y = 5.46 \text{ cm} = 0.0546 \text{ m.}$$

• Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.46^3 + 15[9.24 (16.2 - 5.46)^2] = 21412.89 \text{ cm}^4.$$

• Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15[9.24 \left(\frac{18}{2} - 1.98\right)^2] = 55430.26 \text{ cm}^4.$$

• Déformations instantanée et différée " λ_i " et " λ_v "

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0057(2+3\frac{100}{100})} = 3.68$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 3.68}{5} = 1.47$$

• Calcul de chargement

➔ Paillasse

$$J = (j \text{ (dalle pleine)} + j \text{ (Marche)}) = (5.32 + 1.87) = 7.19 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (paillasse)} = 10.27 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = (G_p + Q_p) = 14.27 \text{ KN/m}^2.$$

➔ Palier

$$J = (j \text{ (dalle pleine)}) = 4.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (palier)} = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = (G_p + Q_p) = 10.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{j \text{ ser}} = \frac{\sum j_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{7.19 \times 2.7 + 4.5 \times 1.60}{2.7 + 1.60} = 6.19 \text{ KN.}$$

$$q_{g \text{ ser}} = \frac{\sum g_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.27 \times 2.7 + 6.1 \times 1.60}{2.7 + 1.60} = 8.72 \text{ KN.}$$

$$q_{p \text{ ser}} = \frac{\sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{14.27 \times 2.7 + 10.1 \times 1.60}{2.7 + 1.60} = 12.72 \text{ KN.}$$

• Calcul des moments correspondant

$$M_{j \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 6.19 \times 4.30^2}{8} = 10.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{g \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 8.72 \times 4.30^2}{8} = 15.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p \text{ ser}} = \frac{0.75 \times q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = \frac{0.75 \times 12.72 \times 4.30^2}{8} = 22.04 \text{ KN.m.}$$

• Calcul des contraintes correspondant

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.73 \times 10^3}{21412.89} (16.2 - 5.46) = 80.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15.12 \times 10^3}{21412.89} (16.2 - 5.46) = 113.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 22.04 \times 10^3}{21412.89} (16.2 - 5.46) = 165.82 \text{ MPa.}$$

• Calcul du coefficient "μ"

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 80.73 + 2.1} = 0.07$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 113.76 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 165.82 + 2.1} = 0.38$$

• Calcul de l'inertie fictif "I_F"

$$I_{Fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 55430.26}{1 + 3.68 \times 0.07} = 48483.85 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 55430.26}{1 + 1.47 \times 0.22} = 46073.21 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 55430.26}{1 + 3.68 \times 0.22} = 33694.34 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 55430.26}{1 + 3.68 \times 0.38} = 25422.48 \text{ cm}^4.$$

• Calcul de module de déformation longitudinale de béton

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa.}$$

• Evaluation de la flèche

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^j} = \frac{10.73 \times 4.30^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 48483.85} = 1.27 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^g} = \frac{15.12 \times 4.30^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 33694.34} = 2.58 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}^g} = \frac{15.12 \times 4.30^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 46073.21} = 5.61 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$f_{pi} = \frac{M_{p\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^p} = \frac{22.04 \times 4.30^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 25422.48} = 4.98 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} \leq \bar{f} \Rightarrow \Delta f_t = 5.61 \times 10^{-3} - 2.58 \times 10^{-3} + 4.98 \times 10^{-3} - 1.27 \times 10^{-3}$$
$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.0067 \text{ m.}$$

• Flèche admissible

$$\text{Dans notre cas } L = 430 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{430}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0.86 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0.67 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.86 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

g. Armature de répartition

• En travée

$$A_{Sr} = \frac{A_s \text{ travée}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sr} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

• En appui

$$A_{Sr} = \frac{A_s \text{ appui}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sr} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

h. Espacement des armatures

h.1. Armatures principales

• En travée

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \text{ max}}$

$$S_{r \text{ max}} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 15 \text{ cm.}$

• En appui

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \text{ max}}$

$$S_{r \text{ max}} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

h.2. Armatures secondaires

$$s_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \text{ max}}$

$$S_{r \text{ max}} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

• En appui

$$S_p = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Il faut que $S_r \leq S_{r \max}$

$$S_{r \max} = 45 \text{ cm.}$$

✓ On prend $S_r = 20 \text{ cm.}$

i. Schéma de ferrailage

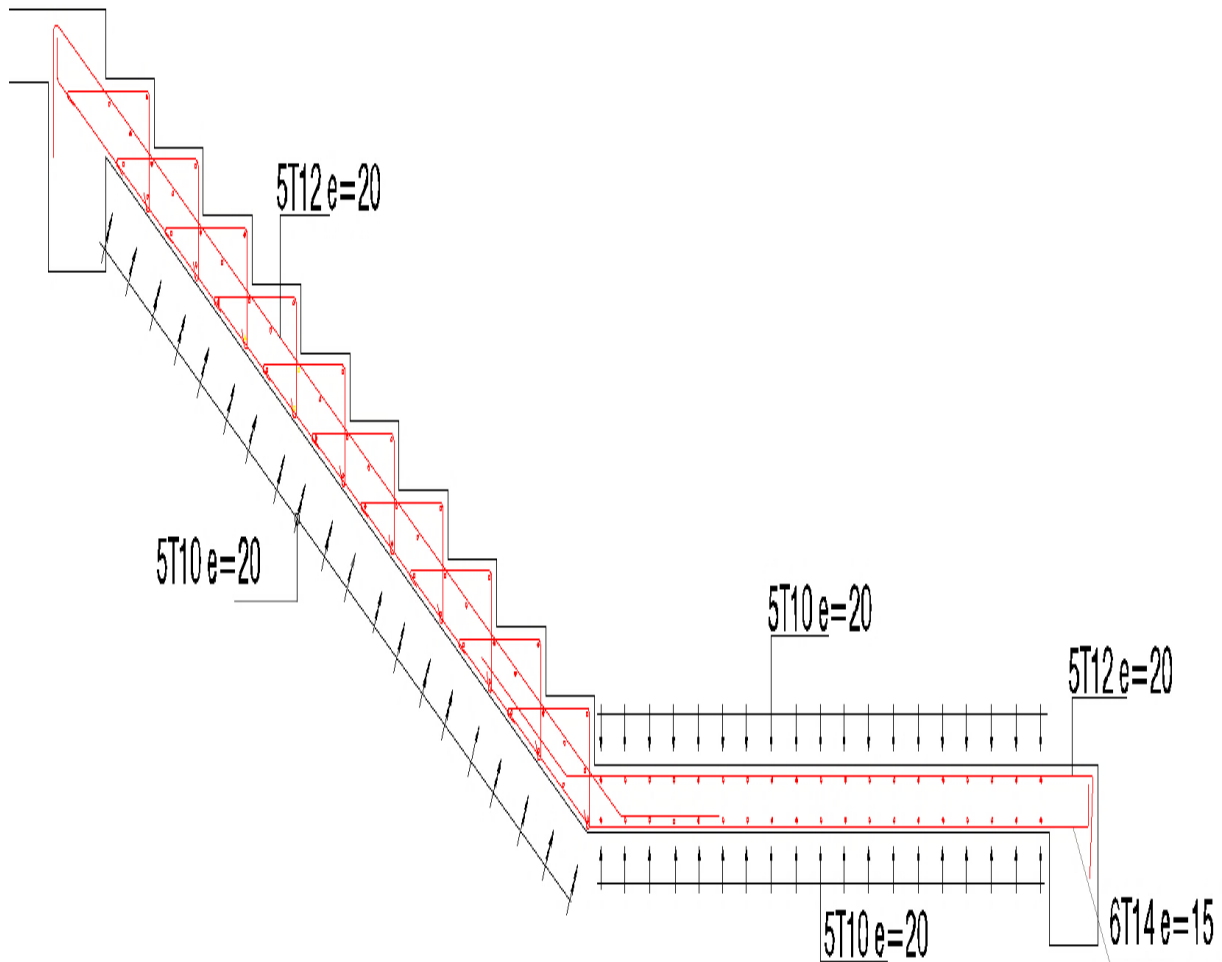


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'entrée

V.2. Étude de la poutre palière

V.2.1. Introduction

La poutre palière de l'escalier, partiellement encastrée dans les poteaux ou le refend, se trouve au niveau du palier de repos. Soumise à la flexion et à la torsion, elle support son poids propre, celui du mur et des paliers.

V.2.2. La poutre palière des escaliers de 2 volées

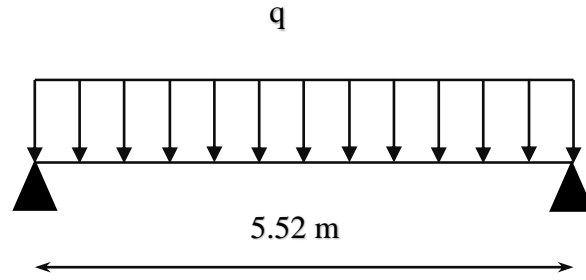


Figure V.11 : Schéma statique de la poutre palière

a. Evaluation des charges

→ Charges permanentes

Tableau V.17 : Charges permanentes

Poids propre de la poutre	$G_p = b \times h \times \rho_b = 0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.38 \text{ KN/m}$
Poids propre du mur extérieur	$G_m = 2.8 \times h = 2.8 \times 1.34 = 3.92 \text{ KN/m}$
Total	$G = 4.38 + 3.92 = 8.3 \text{ KN/m}$

→ Les réactions de l'escalier sur la poutre

Tableau V.18 : Les réactions de l'escalier sur la poutre

	ELU	ELS
Réaction de l'escalier	$R_U = \frac{18.98 \times 3.46}{2} = 32.84 \text{ KN/ml}$	$R_S = \frac{13.62 \times 3.46}{2} = 23.56 \text{ KN/ml}$

→ Combinaisons des charges

Tableau V.19 : Les combinaisons des charges

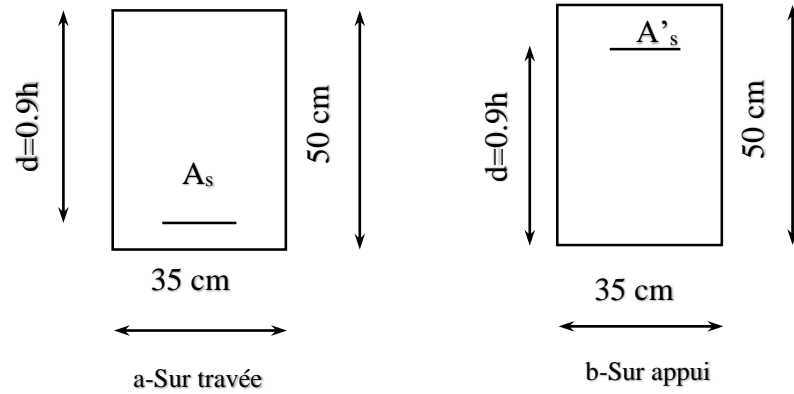
ELU	$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 8.3 + 32.84 = 44.05 \text{ KN/m}$
ELS	$q_s = G + R_s = 8.3 + 23.56 = 31.86 \text{ KN/m}$

b. Calcul les sollicitations

Tableau V.20 : Calcul des sollicitations

	ELU	ELS
q (KN/ml)	44.05	39.04
L (m)	5.52	5.52
M_0 (KN.m)	167.78	148.70
M_t (KN.m)	142.61	126.40
M_a (KN.m)	50.33	44.61
V (KN)	121.58	/

c. Calcul de ferrailage



• En travée

Tableau V.21 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fe (MPa)	γb	γs	E (MPa)	εL (‰)	αL	μ	μL
0.50	0.45	0.35	142.61	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x10 ⁵	1.73	0.67	0.14	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.14 < 0.392 \Rightarrow$ vérifiée $\Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.14 < 0.1859 \Rightarrow$ pivot A.

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) \Rightarrow \alpha_u = 0.19$

$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times fbc}{fsu} = \frac{0.8 \times 0.19 \times 0.35 \times 0.45 \times 14.17}{347.83} = 9.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.75 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : A_s travée = 6T16 (12.06 cm²).

• En appui

Tableau V.22 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fe (MPa)	γb	γs	E (MPa)	εL (‰)	αL	μ	μL
0.50	0.45	0.35	50.33	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x10 ⁵	1.73	0.67	0.05	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.05 < 0.392 \Rightarrow$ vérifiée $\Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.05 < 0.1859 \Rightarrow$ pivot A.

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) \Rightarrow \alpha_u = 0.06$

$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times fbc}{fsu} = \frac{0.8 \times 0.06 \times 0.35 \times 0.45 \times 14.17}{347.83} = 3.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.08 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : A_s appui = 3T14 (4.62 cm²).

d. Condition de non-fragilité

$A_{su} \geq A_s \text{ min}$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 1.90 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} \geq A_{s \min} \Rightarrow 9.75 \text{ cm}^2 \geq 1.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} \geq A_{s \min} \Rightarrow 3.08 \text{ cm}^2 \geq 1.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{121.58 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.45} = 0.77 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.77 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• En travée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{142.61}{126.40} = 1.13$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.19 \leq 0.32 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En appui

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{50.33}{44.61} = 1.13$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.06 \leq 0.32 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{552} \geq 0.06 \Rightarrow 0.09 \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{12.06}{35 \times 45} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0077 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{50}{552} \geq \frac{126.40}{10 \times 148.70} \Rightarrow 0.0905 \geq 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Étant donné que toutes les conditions sont remplies, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

g. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right) \dots \dots \dots \text{(V.22)}$$

Avec

$\phi_{L \min}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales ($\phi_{L \min} = 12 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min(14.29 \text{ mm}; 35 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

✓ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

h. Calcul de la poutre à la torsion

h.1. Contrainte tangentielle de torsion

Tableau V.23 : Contrainte tangentielle de torsion

P : la réaction sur l'appui	$P = 121.58 \text{ KN}$
e : bras de levier	$e = \frac{b}{2} = \frac{0.35}{2} = 0.175 \text{ m}$
M_t : le moment de la torsion	$M_t = P \times e = 121.58 \times 0.175 = 20.67 \text{ KN.m}$
b_0 : l'épaisseur de la paroi considérée.	$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{0.35}{6} = 0.058 \text{ m}$
Ω : surface délimitée par la fibre moyenne.	$\Omega = (h - b_0) \times (b - b_0) = (0.50 - 0.058) \times (0.35 - 0.058) = 0.13 \text{ m}^2$
τ_t : Contrainte tangentielle de torsion	$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = \frac{20.67 \times 10^{-3}}{2 \times 0.13 \times 0.058} = 1.37 \text{ MPa}$

h.2. Calcul les armatures de torsion

Tableau V.24 : Les armatures de torsion

Le périmètre de l'aire Ω (U)	$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2$ $= [(0.35 - 0.058) + (0.50 - 0.058)]$ $\times 2 = 1.47 \text{ m}$
Limite d'élasticité (f_e)	$f_e = 400 \text{ MPa}$
Coefficient de	$\gamma_s = 1.15$
La surface délimitée par la fibre moyenne (Ω)	$\Omega = 0.13 \text{ m}^2$
Le moment de la torsion (M_t)	$M_t = 7.97 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$
L'espacement S_t	On prend $S_t = 20 \text{ cm}$
Les armatures longitudinales (A_s^T)	$A_s^T = \frac{\gamma_s \times U \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 1.47 \times 20.67 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.13}$ $= 3.36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.36 \text{ cm}^2$ \Rightarrow On prend $A_s^T = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$
Les armatures transversales (A_t^T)	$A_t^T = \frac{\gamma_s \times S_t \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 0.20 \times 20.67 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.13}$ $= 4.57 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.46 \text{ cm}^2$

i. Schéma de ferrailage

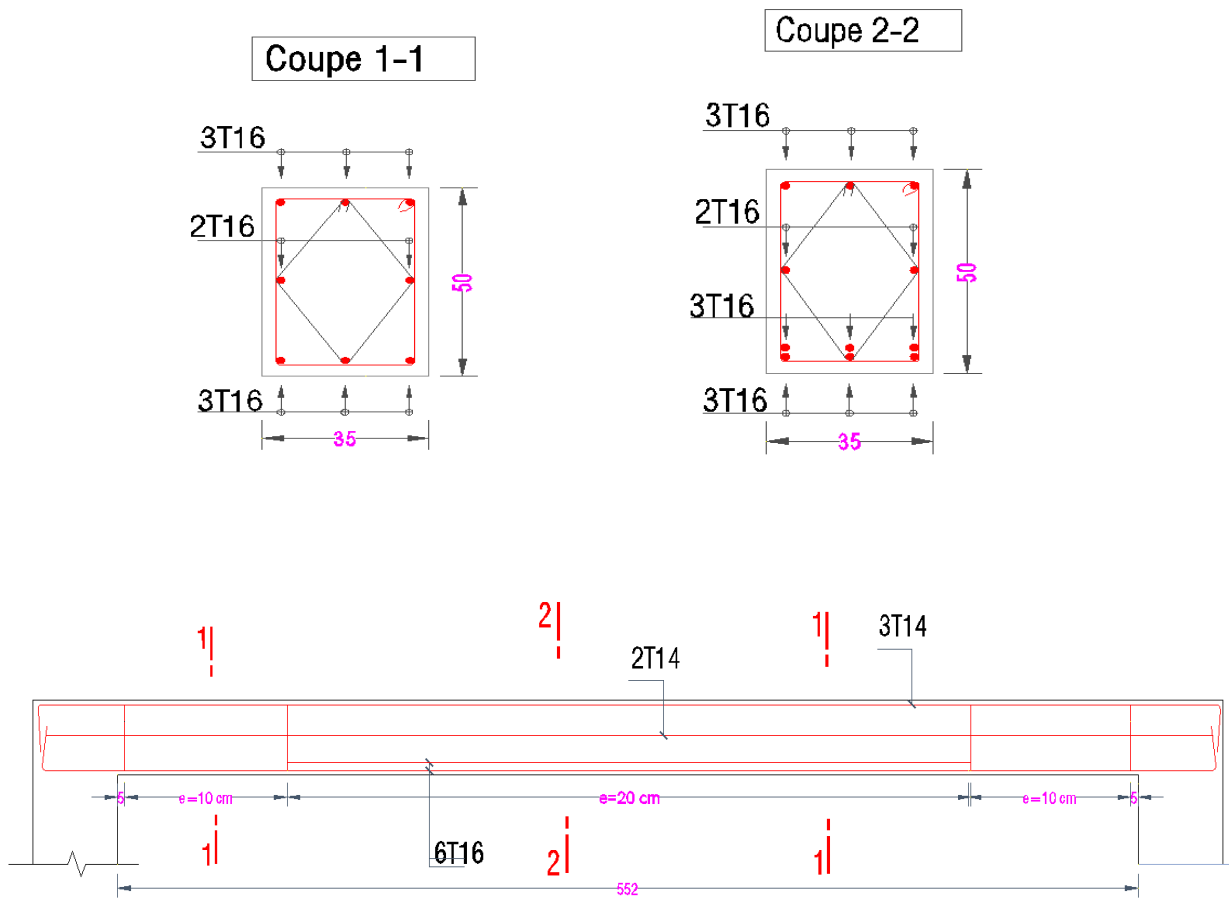


Figure V.12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière des escaliers de deux volées

V.2.3.La poutre palière des escaliers de 3 volées (RDJ)

a. Evaluation des charges

→ Charges permanentes

Tableau V.25 : Charges permanentes

Poids propre de la poutre	$G_p = b \times h \times \rho_b = 0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.38 \text{ KN/m}$
Poids propre du mur extérieur	$G_m = 2.8 \times h = 2.8 \times 1.34 = 3.92 \text{ KN/m}$
Total	$G = 4.38 + 3.92 = 8.3 \text{ KN/m}$

→ Les réactions de l'escalier sur la poutre

Tableau V.26 : Les réactions de l'escalier sur la poutre

	ELU	ELS
Réaction de l'escalier	$R_U = \frac{18.88 \times 3.70}{2} = 34.93 \text{ KN/ml}$	$R_S = \frac{13.54 \times 3.70}{2} = 25.05 \text{ KN/ml}$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

→ Combinaisons des charges

Tableau V.27 : Les combinaisons des charges

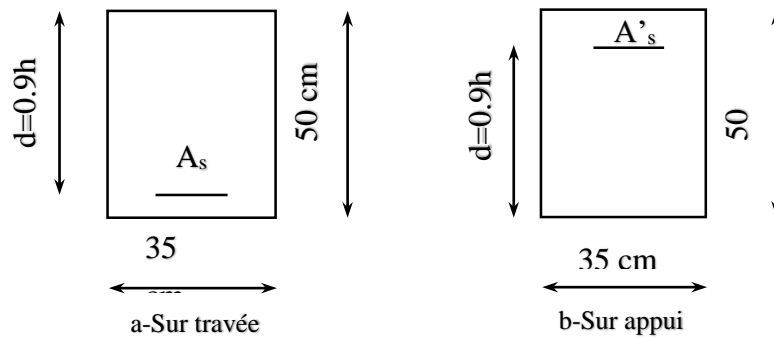
ELU	$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 8.3 + 34.93 = 46.14 \text{ KN/m}$
ELS	$q_s = G + R_s = 8.3 + 25.05 = 33.35 \text{ KN/m}$

b. Calcul les sollicitations

Tableau V.28 : Calcul les sollicitations

	ELU	ELS
q (KN/ml)	46.14	33.35
L (m)	5.26	5.26
M_0 (KN.m)	159.57	115.34
M_t (KN.m)	135.63	98.04
M_a (KN.m)	47.87	34.60
V (KN)	121.35	/

c. Calcul de ferrailage



• En travée

Tableau V.29 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fe (MPa)	γ_b	γ_s	E (MPa)	ϵ_L (‰)	α_L	μ	μ_L
0.50	0.45	0.35	135.63	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2×10^5	1.73	0.67	0.14	0.392

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.14 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.14 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) \Rightarrow \alpha_u = 0.19$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha_u b d f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.19 \times 0.35 \times 0.45 \times 14.17}{347.83} = 9.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.75 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

✓ On adopte : $A_s \text{ travée} = 6T16 (12.06 \text{ cm}^2)$.

• En appui

Tableau V.30 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	fc (MPa)	γ_b	γ_s	E (MPa)	ϵ_L (‰)	α_L	μ	μ_L
0.50	0.45	0.35	47.87	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2×10^5	1.73	0.67	0.05	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.05 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.05 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) \Rightarrow \alpha_u = 0.06$

$$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.06 \times 0.35 \times 0.45 \times 14.17}{347.83} = 3.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : $A_s \text{ appui} = 3T14 (4.62 \text{ cm}^2)$.

d. Condition de non-fragilité

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 1.90 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.90 \text{ cm}^2.$$

$A_s \text{ travée} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 9.75 \text{ cm}^2 \geq 1.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

$A_s \text{ appui} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 3.08 \text{ cm}^2 \geq 1.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{121.35 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.45} = 0.77 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.77 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• En travée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{135.63}{98.04} = 1.38$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.19 \leq 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

• En appui

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{47.87}{34.60} = 1.38$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.06 \leq 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

f.2.Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{526} \geq 0.06 \Rightarrow 0.095 \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{12.06}{35 \times 45} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0077 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{50}{526} \geq \frac{98.04}{10 \times 115.34} \Rightarrow 0.095 \geq 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

g. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min(14.29 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}).$$

✓ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

h. Calcul de la poutre à la torsion

h.1. Contrainte tangentielle de torsion

Tableau V.31 : Contrainte tangentielle de torsion

P : La réaction sur l'appui	$P = 121.35 \text{ KN}$
e : bras de levier	$e = \frac{b}{2} = \frac{0.35}{2} = 0.175 \text{ m}$
M_t : le moment de la torsion	$M_t = P \times e = 121.35 \times 0.175 = 21.24 \text{ KN.m}$
b_0 : l'épaisseur de la paroi considérée.	$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{0.35}{6} = 0.058 \text{ m}$
Ω : surface délimitée par la fibre moyenne.	$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (0.50 - 0.058)(0.35 - 0.058) = 0.13 \text{ m}^2.$
τ_t : Contrainte tangentielle de torsion	$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = \frac{21.24 \times 10^{-3}}{2 \times 0.13 \times 0.058} = 1.41 \text{ MPa}$

h.2. Calcul des armatures de torsion

Tableau V.32 : Les armatures de torsion

Le périmètre de l'aire Ω (U)	$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.35 - 0.058) + (0.50 - 0.058)] \times 2 = 1.47 \text{ m}$
Coefficient de	$\gamma_s = 1.15$
La surface délimitée par la fibre moyenne (Ω)	$\Omega = 0.13 \text{ m}^2$
Le moment de la torsion (M_t)	$M_t = 39.69 \text{ KN.m}$
L'espacement S_t	On prend $S_t = 20 \text{ cm}$
Les armatures longitudinales (A_s^T)	$A_s^T = \frac{\gamma_s \times U \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 1.47 \times 21.24 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.13} = 3.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $= 3.45 \text{ cm}^2$ <p>⇒ On prend $A_s^T = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$</p>
Les armatures transversales (A_t^T)	$A_t^T = \frac{\gamma_s \times S_t \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 0.2 \times 21.24 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.13} = 4.70 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ $= 0.47 \text{ cm}^2$

i. Schéma de ferrailage

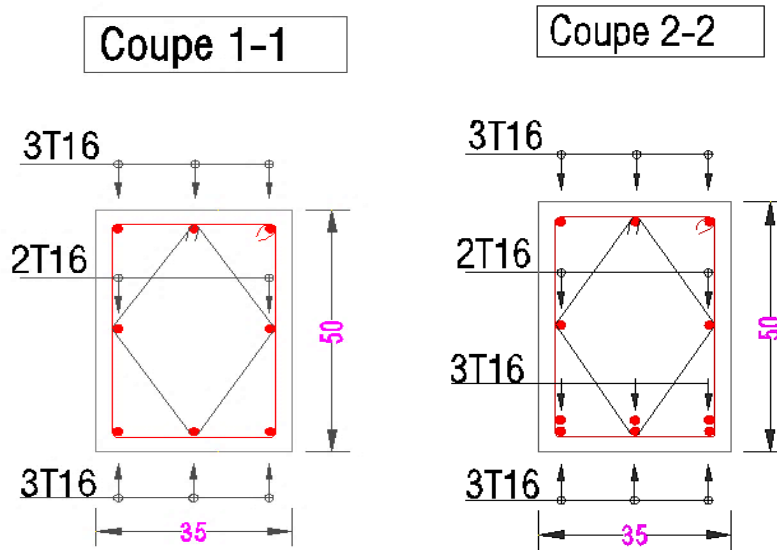


Figure V.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière des escaliers de trois volées

V.2.4. La poutre palière de l'escalier d'entrée

a. Evaluation des charges

→ Charges permanentes

Tableau V.33 : Charges permanentes

Poids propre de la poutre	$G_p = b \times h \times \rho_b = 0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.38 \text{ KN/m}$
---------------------------	--

→ Les réactions de l'escalier sur la poutre

Tableau V.34 : Les réactions de l'acier sur la poutre

	ELU	ELS
Réaction de l'escalier	$R_u = \frac{17.99 \times 2.40}{2} = 21.59 \text{ KN/ml}$	$R_s = \frac{12.88 \times 2.40}{2} = 15.46 \text{ KN/ml}$

→ Combinaisons des charges

Tableau V.35 : Charges permanentes

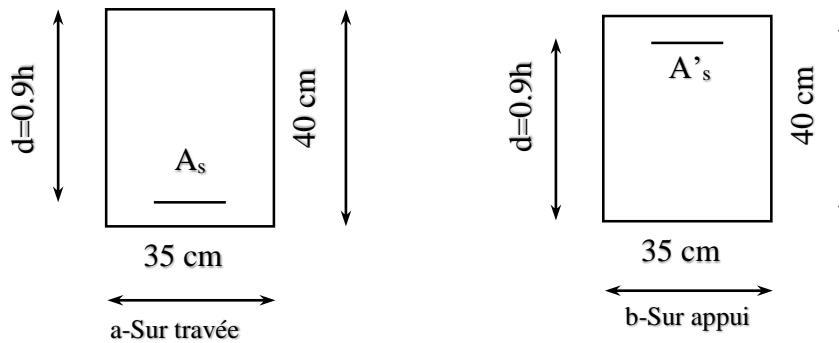
ELU	$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 4.38 + 21.59 = 27.50 \text{ KN/m}$
ELS	$q_s = G + R_s = 4.38 + 15.46 = 19.84 \text{ KN/m}$

b. Calcul les sollicitations

Tableau V.36 : Calcul les sollicitations

	ELU	ELS
q (KN/ml)	27.50	19.84
L (m)	4.54	4.54
M ₀ (KN.m)	70.85	51.12
M _t (KN.m)	53.14	38.34
M _a (KN.m)	35.43	25.56
V (KN)	62.43	/

c. Calcul de ferrailage



• En travée

Tableau V.37 : Calcul de moment réduit en travée

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	f _c (MPa)	γ _b	γ _s	E (MPa)	ε _L (‰)	α _L	μ	μ _L
0.40	0.36	0.35	53.14	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.08	0.392

$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.08 < 0.392 \Rightarrow$ vérifiée $\Rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.08 < 0.1859 \Rightarrow$ pivot A.

$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) \Rightarrow \alpha_u = 0.10$

$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times fbc}{fsu} = \frac{0.8 \times 0.10 \times 0.35 \times 0.36 \times 14.17}{347.83} = 4.11 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.11 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : A_{s travée} = 3T14 (4.62 cm²).

• En appui

Tableau V.38 : Calcul de moment réduit en appui

h (m)	d (m)	b (m)	Mu (KN.m)	fbc (MPa)	fsu (MPa)	f _c (MPa)	γ _b	γ _s	E (MPa)	ε _L (‰)	α _L	μ	μ _L
0.40	0.36	0.35	35.43	14.17	347.83	400	1.5	1.15	2 x 10 ⁵	1.73	0.67	0.06	0.392

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$$\mu < \mu_L \Rightarrow 0.06 < 0.392 \Rightarrow \text{vérifiée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow 0.06 < 0.1859 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) \Rightarrow \alpha_u = 0.08$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.08 \times 0.35 \times 0.36 \times 14.17}{347.83} = 3.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.29 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte : $A_s \text{ appui} = 3\text{T}12$ (3.39 cm²).

d. Condition de non-fragilité

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.36 \times 2.1}{400} = 1.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 4.11 \text{ cm}^2 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} \geq A_{s \text{ min}} \Rightarrow 3.29 \text{ cm}^2 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.43 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.36} = 0.50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.50 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f. Vérification à l'ELS

f.1. Vérification des contraintes à l'ELS

• En travée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53.14}{38.34} = 1.39$$

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

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.10 \leq 0.45 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En appui

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35.43}{25.56} = 1.39$$

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

$$\alpha_u \leq \alpha \Rightarrow 0.08 \leq 0.45 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{454} \geq 0.06 \Rightarrow 0.088 \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \frac{4.62}{35 \times 36} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0037 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{454} \geq \frac{38.34}{10 \times 51.12} \Rightarrow 0.088 \geq 0.075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

g. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min(11.43 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}).$$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

✓ On prend $\phi_t = 10$ mm.

h. Calcul de la poutre à la torsion

h.1. Contrainte tangentielle de torsion

Tableau V.39 : Contrainte tangentielle de torsion

P : La réaction de l'escalier sur la poutre	$P = 62.42 \text{ KN}$
e : bras de levier	$e = \frac{b}{2} = \frac{0.35}{2} = 0.175 \text{ m}$
M_t : le moment de la torsion	$M_t = P \times e = 62.42 \times 0.175 = 10.92 \text{ KN.m}$
b_0 : l'épaisseur de la paroi considérée.	$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{0.35}{6} = 0.058 \text{ m}$
Ω : surface délimitée par la fibre moyenne.	$\Omega = (h - b_0)(b - b_0)$ $= (0.40 - 0.058)(0.35 - 0.058)$ $= 0.10 \text{ m}^2.$
τ_t : Contrainte tangentielle de torsion	$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = \frac{10.92 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1 \times 0.058} = 0.94 \text{ MPa}$

h.2. Calcul les armatures de torsion

Tableau V.40 : Les armatures de torsion

Le périmètre de l'aire Ω (U)	$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.35 - 0.058) + (0.40 - 0.058)] \times 2$ $= 1.27 \text{ m}$
Coefficient de	$\gamma_s = 1.15$
La surface délimitée par la fibre moyenne (Ω)	$\Omega = 0.10 \text{ m}^2$
Le moment de la torsion (M_t)	$M_t = 16.03 \text{ KN.m}$
L'espacement S_t	On prend $S_t = 15 \text{ cm}$
Les armatures longitudinales (A_s^T)	$A_s^T = \frac{\gamma_s \times U \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 1.27 \times 10.92 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.1} = 1.99 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $= 1.99 \text{ cm}^2$ \Rightarrow On prend $A_s^T = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$
Les armatures transversales (A_t^T)	$A_t^T = \frac{\gamma_s \times S_t \times M_t}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 10.92 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.1} = 2.35 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ $= 0.24 \text{ cm}^2$

i. Schéma de ferrailage

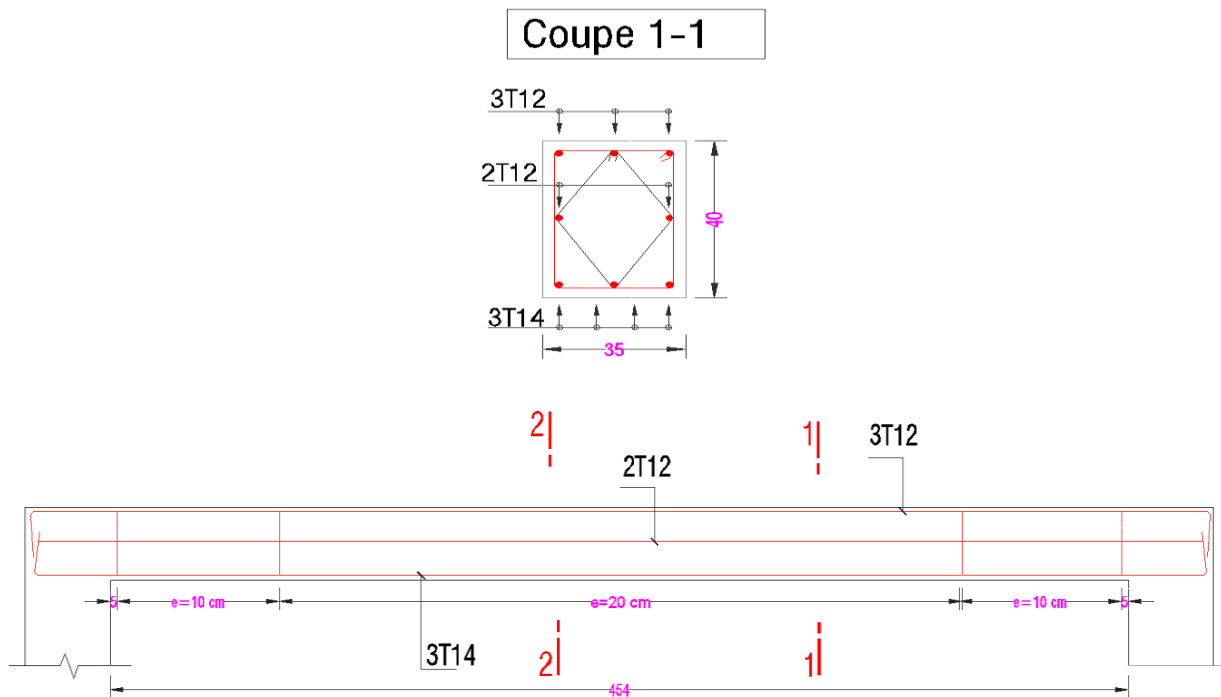


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier d'entrée

V.3. Étude de l'acrotère

V.3.1.Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité situé en bordure de terrasse, jouant le rôle de barrière contre les chutes. Il est assimilé à une console encastree à sa base et soumis à son poids propre ainsi qu'à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

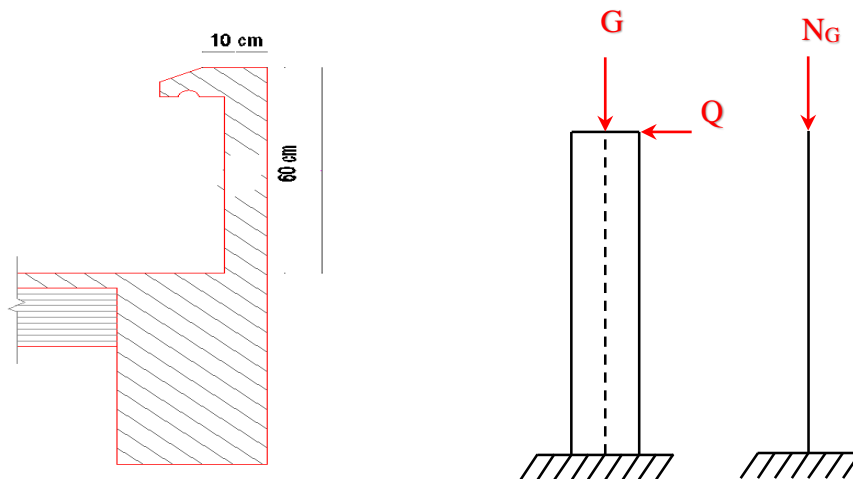


Figure V.15 : Schéma statique de l'acrotère

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

V.3.2.Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

V.3.3.Evaluation des charges

Tableau V.41 : Evaluation des charges et force sismique

Charge permanente		$G = 2.28 \times 1 \text{ (m)} = 2.28 \text{ KN.}$
Charge d'exploitation		$Q = 1 \times 1 \text{ (m)} = 1 \text{ KN.}$
Force sismique F_p agissant sur les éléments non structuraux	Coefficient d'accélération $A = 0.25$	$F_p = (A \times I \times S) \times c_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \times w_p =$ $0.25 \times 1.2 \times 1.20 \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.6}{25.5}\right) \times 2.28 =$ 0.31 KN
	Coefficient d'importance $I = 1.20$	
	Coefficient de site $S = 1.20$	
	Facteur de force horizontale $C_p = 0.8$	
	Hauteur de niveau "k" à partir de la base $h_z = 0.6 \text{ m}$	
	Hauteur totale du bâtiment à partir de la base $H = 25.5 \text{ m}$	
Poids de l'élément considéré $W_p = 2.28 \text{ KN}$		

Donc $F_p = 0.31 \text{ KN} \leq Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'action sismique.

Le calcul sera effectué en considérant $Q = 1 \text{ KN/ml}$, en prenant en compte les conditions les plus défavorables.

V.3.4.Calcul des sollicitations

Tableau V.42 : Calcul des efforts normaux et les moments

Calcul des efforts normaux	Effort normal dû à la charge permanente (G)	$N_G = G \Rightarrow N_G = 2.28 \text{ KN}$
	Effort normal dû à la charge d'exploitation (Q)	$N_Q = 0 \text{ KN}$
Calcul des moments	Moment dû à la charge permanente (G)	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
	Moment dû à la charge d'exploitation (Q)	$M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

Tableau V.43 : Les combinaisons des actions

Combinaisons des actions	ELU	Effort normal	$N_u = N_G + 1.5 N_Q = 2.28 + 0 = 2.28 \text{ KN}$
		Effort tranchant	$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
		Moment fléchissant	$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
	ELS	Effort normal	$N_s = N_G = 2.28 \text{ KN}$
Moment fléchissant		$M_s = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$	

V.3.5. Calcul de l'excentricité

D'après le BAEL l'article (4.3.5) les sections soumises à un effort normal de compression doivent être dimensionnées en fonction de l'état limite ultime de stabilité de forme.

$$e = e_1 + e_2 \dots \dots \dots (V.23)$$

Tableau V.44 : Calcul de l'excentricité

L : longueur de l'acrotère (cm).	$L = 60 \text{ cm} = 0.6 \text{ m}$
L_f : longueur de flambement de l'acrotère.	$L_f = 2L = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$
h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.	$h = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$
α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.	$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{0.9}{1.35 \times 0.6} \right) = 0$
ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.	Ce rapport est généralement prit égale à 2 $\Rightarrow \phi = 2$
e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.	$e_a = \max \left(\frac{L}{250} \text{ cm}; 2 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{60}{250} \text{ cm}; 2 \text{ cm} \right) = 2 \text{ cm}$
e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.	$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0.9}{2.28} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$
e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.00864 \text{ m}$
e : excentricité totale.	$e = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.00864 = 0.419 \text{ m}$

V.3.6. Calcul de ferrailage

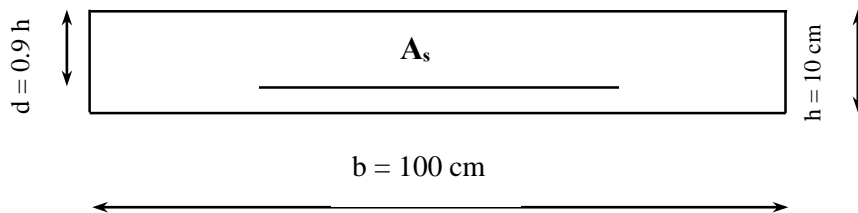


Figure V.16 : La section à ferrailier

Tableau V.45 : Calcul de la section d'armature

h (m)	0.10
b (m)	1
c (m)	0.02
d (m)	$d = h - c = 0.1 - 0.02 = 0.08$
M_{uf} (KN.m)	$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.28 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.97 \text{ KN.m}$
μ	$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.011$
α_u	$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.014$
μ = 0.011 < 0.392 ⇒ la section est simplement armée et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.	
La section réelle d'aciers tendus A_{sf}	$A_{sf} = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.014 \times 1 \times 0.08 \times 14.17}{347.83} = 3.65 \times 10^{-5} m^2 = 0.36 \text{ cm}^2$
La section réelle d'aciers tendus	$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3.65 \times 10^{-5} - \frac{2.28 \times 10^{-3}}{347.83} = 2.99 \times 10^{-5} m^2 = 0.30 \text{ cm}^2$

• **Condition de non-fragilité**

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$

Avec

$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$\Rightarrow A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1}{400} = \max(A_s ; A_{s \text{ min}}) = \max(0.30 ; 0.97) = 0.97 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : $A_s = 5T8 (2.51 \text{ cm}^2).$

• **L'espace**

$S_T = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$

$S_T < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 10 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$

✓ On prend $S_T = 25 \text{ cm}.$

• **Les armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_s}{4} \dots \dots \dots (V.24)$

$\Rightarrow A_r = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2.$

✓ On adopte : $A_s = 3T8 (1.51 \text{ cm}^2).$

$S_T = \frac{b}{n} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}.$

Chapitre V : Étude des éléments non structuraux

$S_T = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.3.7. Vérification à l'ELS

a. La contrainte limite de traction de l'acier (BAEL91)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{(V.25)}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max (0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67 \text{ MPa} ; \max (200 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) \}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

b. La contrainte limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{(V.26)}$$

Avec

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

c. L'excentricité

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \dots \dots \dots \text{(V.27)}$$

$$\Rightarrow e = \frac{0.6}{2.28} = 0.26 \text{ m.}$$

d. Vérification d'une section partiellement comprimée

On résout l'équation suivante :

$$z^3 + pz + q = 0 \dots \dots \dots \text{(V.28)}$$

Tableau V.46 : Calcul des coefficients (c, p, q)

$c \text{ (m)} = \frac{h}{2} - e$	$c = \frac{0.1}{2} - 0.26 = -0.21 \text{ m}$
$p \text{ (m)} = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$	$p = -3 \times (-0.21)^2 + 90 \times 2.51 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.21}{1}$ $= -0.126 \text{ m}^2$
$q \text{ (m)} = -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} + 90A_s' \frac{(c-d)'}{b}$	$q = (-2 \times (-0.21)^3) - 90 \times 2.51 \times 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.21)^2}{1}$ $= 0.017 \text{ m}^3$

Donc l'équation à résoudre est :

$$z^3 - 0.126 z + 0.017 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \Rightarrow \Delta = 0.017^2 + \frac{4 \times (-0.126)^3}{27} = -7.35 \times 10^{-6} < 0$$

$$\text{Donc } \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 0.017}{2 \times -0.126} \sqrt{\frac{-3}{-0.126}} \right) = 170.94^\circ$$

$$\alpha = \sqrt[2]{\frac{-p}{3}} = \sqrt[2]{\frac{0.126}{3}} = 0.45$$

$$\begin{cases} z_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.45 \cos\left(\frac{170.94}{3}\right) = 0.25 \\ z_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 0.45 \cos\left(\frac{170.94}{3} + 120^\circ\right) = -0.45 \\ z_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.45 \cos\left(\frac{170.94}{3} + 240^\circ\right) = 0.20 \end{cases}$$

• Position de l'axe neutre à l'ELS

$$y_{ser} = z + c \dots \dots \dots (V.29)$$

$$\begin{cases} y_{ser1} = 0.25 - 0.21 = 0.04 \text{ m.} \\ y_{ser1} = -0.45 - 0.21 = -0.66 \text{ m.} \\ y_{ser1} = 0.20 - 0.21 = -0.01 \text{ m.} \end{cases}$$

Il faut que : $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow y_{ser} = y_{ser1} = 0.04 \text{ m.}$

• Calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s \times (d - y_{ser})^2 \dots \dots \dots (V.30)$$

$$\Rightarrow I = \frac{1 \times 0.04^3}{3} + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.04)^2 = 0.06 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

• Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} \dots \dots \dots (V.31)$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.25 \times 2.28 \times 10^{-3}}{0.06 \times 10^{-4}} 0.04 = 3.8 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{z \times N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \dots \dots \dots (V.32)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 15 \frac{0.25 \times 2.28 \times 10^{-3}}{0.06 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.04) = 57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.8. Schéma de ferrailage

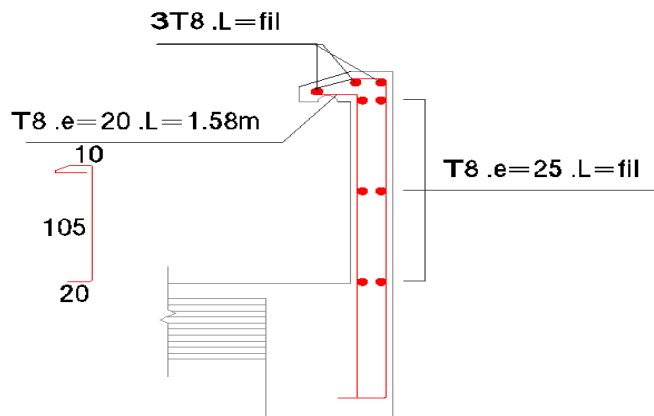


Figure V.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

V.4. Conclusion

Les éléments secondaires tels que les escaliers, la poutre palière et l'acrotère jouent un rôle fondamental dans le fonctionnement global et la finition de la structure. Les escaliers assurent une circulation verticale sûre et fonctionnelle entre les niveaux. La poutre palière, quant à elle, permet de transmettre les charges issues des escaliers vers les éléments porteurs principaux, assurant ainsi la stabilité de l'ensemble. L'acrotère, enfin, protège les rebords de la toiture, renforce l'étanchéité, et peut aussi avoir une fonction esthétique ou de support pour des éléments complémentaires (garde-corps, panneaux, etc.). Bien qu'ils soient considérés comme secondaires, leur conception soignée est essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance globale de l'ouvrage.

CHAPITRE VI :
Perspective sur les BIM

Chapitre VI : Perspective sur les BIM

VI.1.Introduction

Dans les projets de génie civil, le BIM permet d'optimiser la planification et d'anticiper les conflits techniques, réduisant ainsi les risques d'erreurs et les coûts supplémentaires. Il est particulièrement utile pour la conception et la gestion des routes, pont, tunnels, réseaux d'eau et autres infrastructures complexes.

VI.2.Définition

Le BIM (Building information modeling) est un processus numérique qui permet de créer et exploiter des modèles 3D intelligents de bâtiments et d'infrastructures tout au long de leur cycle de vie. Il repose sur une base de données collaborative qui regroupe des informations géométriques, techniques et fonctionnelles, facilitant ainsi la conception, la construction, la maintenance et la rénovation des ouvrages (Delplace, 2016).

Le BIM ne se limite pas à la simple modélisation 3D ; il intègre également des dimensions supplémentaires comme :

- 4D : Gestion du temps et des plannings de construction.
- 5D : Estimation des coûts et suivi budgétaire.
- 6D : Analyse de la durabilité et gestion énergétique.
- 7D : Gestion et maintenance des infrastructures.



Figure VI.1 : Building information modeling (Les BIM's, s.d.)

VI.3.L'évolution historique du BIM et son adoption dans le secteur

L'évolution du BIM (Building Information Modeling) a été progressive et marquée par plusieurs étapes clés :

Années 1960-1970 : Les premiers concepts de numérisation et de modélisation 2D, avec des outils comme Sketchpad, ont jeté les bases du CAD (Conception Assistée par Ordinateur).

Années 1980-1990 : L'intégration de la 3D dans le CAD a permis de développer des modèles plus détaillés. Le terme BIM a commencé à émerger grâce aux travaux de chercheurs comme Charles Eastman.

Chapitre VI : Perspective sur les BIM

Années 2000 : Le BIM a commencé à être adopté dans certains grands projets de construction. Des logiciels comme Revit ont vu le jour, et des formats d'échange de données (IFC) ont été créés pour favoriser l'interopérabilité entre outils.

Années 2010 : Le BIM est devenu un standard dans de nombreux pays (par exemple, au Royaume-Uni et en France), avec l'introduction de politiques publiques et de plans pour encourager son adoption dans la construction, l'exploitation, et la maintenance des bâtiments (K, 2011).

VI.4. Les avantages du BIM dans le domaine de génie civil

Le BIM offre de nombreux avantages aux professionnels de l'ingénierie et de la et de la construction :

- **Modélisation 3D avancée :** Permet une meilleure compréhension du projet avant sa construction.
- **Moins d'erreurs et reprises :** Grâce à la détection des conflits, les erreurs de coordination sont réduites.
- **Optimisation des coûts :** Avec le BIM 5D, il est possible d'analyser les coûts en temps réel et de prévoir des ajustements.
- **Interopérabilité :** Grâce aux formats standardisés comme IFC, le BIM permet une meilleure communication entre les différents logiciels et intervenants.
- **Optimisation des matériaux :** Réduction des gaspillages en prévoyant précisément les quantités nécessaires.
- **Gestion des actifs et maintenance prédictive :** Avec le BIM 6D toutes les informations sur les équipements (dates d'installation, manuels, durée de vie) sont stockées pour faciliter l'entretien (Azhar, 2011).

VI.5. Les défis et limitations du BIM en phase d'exploitation

Bien que le BIM apporte de nombreux avantages en phase d'exploitation et de maintenance, son adoption rencontre encore plusieurs défis et limitations :

- **Qualité et fiabilité des données :** Les modèles BIM sont souvent conçus pour la construction et non pour l'exploitation, ce qui entraîne des lacunes dans les informations utiles pour la gestion des constructions.
- **Coût et complexité de mise en œuvre :** La mise en place du BIM en exploitation nécessite des investissements importants en logiciels, en formation et en gestion des données.
- **Manque de compétences et de formation :** Les équipes d'exploitation et de maintenance ne sont pas toujours formées aux outils BIM, ce qui limite leur capacité à exploiter pleinement les données du modèle numérique.
- **Interopérabilité et formats de données :** Tous les logiciels BIM ne sont pas compatibles entre eux, ce qui peut poser des problèmes lors de l'intégration avec les systèmes de Gestion de Maintenance Assistée par Ordinateur (GMAO) ou les jumeaux numériques (Azhar, 2011).

VI.6. Les tendances futures du BIM en phase d'exploitation

Les tendances futures du BIM en phase d'exploitation introduisent des innovations qui transformeront profondément la gestion des bâtiments tout au long de leur cycle de vie, en optimisant les performances, la maintenance, et la durabilité des infrastructures. Voici les points détaillés

- **Norme ISO 19650**

L'adoption croissante de la norme ISO 19650, qui vise à normaliser la gestion de l'information dans les projets BIM, simplifie la collaboration entre les différents acteurs du projet (architectes, ingénieurs, entrepreneurs, gestionnaires). En standardisant les processus de gestion des informations, cette norme améliore la qualité des données échangées et favorise la transparence des projets. Son application généralisée surmontera les défis d'interopérabilité des logiciels et permettra une gestion plus fluide et cohérente des données à travers toutes les phases de la construction et de l'exploitation des bâtiments (Kassem, 2015).

- **Intelligence Artificielle (IA) et Machine Learning**

L'intégration des technologies d'IA et de machine learning dans le BIM permettra de donner aux gestionnaires des bâtiments des outils avancés pour analyser en profondeur les performances des bâtiments en temps réel. Ces technologies faciliteront la détection d'anomalies, comme des problèmes de structure, des défauts dans les systèmes de chauffage ou de ventilation, et optimiseront les processus de maintenance. Par exemple, les modèles BIM pourront prédire des pannes avant qu'elles ne surviennent, permettant ainsi de planifier des interventions plus efficaces et de réduire les coûts opérationnels (Zhou, 2020).

- **Objets Connectés et Internet des Objets (IoT)**

L'IoT permet l'intégration de capteurs et d'objets connectés dans le BIM, favorisant ainsi une gestion proactive des bâtiments. Grâce à la collecte de données en temps réel sur des éléments comme la température, l'humidité, la consommation énergétique, ou encore l'état des équipements, les gestionnaires peuvent surveiller et ajuster les conditions du bâtiment à distance. Cela permet d'optimiser l'utilisation des ressources, de prévoir des réparations avant l'apparition de problèmes et d'améliorer l'efficacité énergétique en ajustant les systèmes en fonction des besoins réels (Wang J, 2018).

VI.7. Les meilleures logiciels BIM gratuits et payants en 2025

a. Archicade23 : Est un logiciel BIM utilisé par les architectes pour la conception, la modélisation 3D et la documentation de projets. Il offre des outils avancés pour créer des formes complexes, améliore la collaboration via **BIM cloud**, et permet de générer automatiquement des plans et autres documents. Il optimise les flux de travail, facilite l'intégration avec d'autres logiciels et est utilisé dans des projets de construction variés.

b. Revit : Est un logiciel BIM d'**Autodesk** utilisé pour la conception architecturale, l'ingénierie et la gestion de la construction. Il permet de créer des modèles 3D paramétriques et de générer automatiquement des plans et des documents.

c. BIM 360 : Est une plateforme cloud d'**Autodesk** pour la gestion de projets de construction.

d. Tekla structure : Est un logiciel BIM développé par **Trimble** pour la conception et la modélisation des structures (acier, béton, bois, etc.)

Chapitre VI : Perspective sur les BIM

e. Vectorworks : Concentre ses fonctionnalités sur le graphisme. Il est donc idéal pour les présentations ou autres compétitions en 2D ou 3D. Il est mis à jour régulièrement, ce qui lui permet d'améliorer ses capacités au fur et à mesure.

f. Robot : En plus de la modélisation 3D, Autodesk Robot Structural Analysis permet de réaliser des études dynamiques et sismiques avancées des structures. Il simule la réponse des ouvrages aux charges dynamiques, comme les tremblements de terre, en analysant les fréquences naturelles et la distribution des forces sismiques. Cela permet de garantir la résistance et la sécurité des constructions face aux événements sismiques en optimisant leur conception pour mieux supporter ces forces et réduire les risques de défaillance.

➔ Nous avons fait appel à logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis" pour étudier notre projet. Ce logiciel est basé généralement sur la méthode des éléments finis (MEF).

VI.8.La méthode des éléments finis (MEF)

Est une technique numérique utilisée pour résoudre des problèmes complexes, principalement dans l'analyse des contraintes. Elle consiste à diviser un corps en petits éléments (éléments finis) reliés entre eux par des nœuds. Cela permet de transformer un problème complexe en un ensemble de problèmes plus simples à résoudre (Reddy, 2019).

La méthode est généralement approximative, sauf dans les cas très simples où une solution exacte peut être obtenue. Les équations sont formulées pour chaque élément, puis combinées pour donner la solution globale.

VI.8.1.Bref historique

La méthode des éléments finis (MEF) a connu un développement important depuis ses débuts dans les années 1940. En 1941, Hrennikoff et en 1943 McHenry ont utilisé les éléments barres et poutres pour résoudre les contraintes dans les solides continus. En 1947, l'élément triangulaire a été introduit par Levy, marquant un progrès majeur. Dans les années 1950, le groupe Boeing a appliqué la MEF pour le calcul des ailes d'avion, démontrant ainsi son potentiel dans l'aéronautique. C'est dans les années 1960 que la méthode a été officiellement désignée sous le nom de « Méthode des éléments finis ». À partir des années 1970, son application s'est progressivement étendue à tous les domaines de l'ingénierie, devenant une technique incontournable dans la résolution des problèmes complexes de mécanique des solides, de fluides et d'autres disciplines techniques (Zienkiewicz, 2000).

VI.8.2.Domains d'application

Analyse des structures, transferts de chaleur, mécanique des solides, mécanique des fluides, électromagnétisme, écoulements sous terrains, combustion, diffusion des polluants...etc.

VI.9.Les caractéristiques principales du logiciel Robot

Selon le manuel d'utilisation de ce logiciel, les caractéristiques principales de ce dernier permettent d'effectuer plusieurs tâches, à savoir :

- **Définir graphiquement la structure** dans un éditeur dédié, avec possibilité d'importer des fichiers DXF depuis d'autres logiciels CAO/DAO.
- **Présenter graphiquement la structure** et les résultats de calcul (efforts, déplacements, etc.), avec la possibilité d'afficher plusieurs fenêtres simultanément.

Chapitre VI : Perspective sur les BIM

- **Calculer et analyser plusieurs structures** en parallèle, en effectuant des analyses statiques et dynamiques.
- **Composer des impressions** personnalisées (notes de calcul, captures d'écran) et transférer des objets vers d'autres logiciels (Autodesk, 2022).

VI.10. Conclusion

Le BIM (Building Information Modeling) en phase d'exploitation transforme la gestion des structures en optimisant la maintenance, l'efficacité énergétique et la durabilité. Grâce à l'adoption de normes comme l'ISO 19650, à l'intégration de l'IA, de l'IoT et des jumeaux numériques, le BIM permet une gestion proactive, la prédiction des défaillances, et la réduction des coûts opérationnels. Cela améliore la performance des infrastructures tout en réduisant leur empreinte carbone, faisant du BIM un levier essentiel pour une gestion plus intelligente, efficace et durable des bâtiments tout au long de leur cycle de vie.

CHAPITRE VII :
Étude sismique

VII.1.Introduction

L'ouvrage généralement est soumis à des charges verticales et horizontales qui influencent sa conception et sa stabilité. Les charges verticales incluent le poids propre de la structure, les charges d'exploitation et des charges climatiques (neige, pluie). Les charges horizontales, quant à elles, proviennent principalement du vent, des séismes ou encore de la poussée des sols sur les fondations et les murs de soutènement. Pour garantir la résistance et la durabilité de la structure, les ingénieurs doivent prendre en compte ces forces et concevoir des systèmes adaptés, comme des fondations solides, des contreventements et des matériaux résistants aux contraintes mécaniques.

VII.2.Étude sismique

Il est essentiel d'étudier le comportement ou la réponse des structures face à l'action sismique afin de garantir un niveau de protection suffisant pour les ouvrages en cas de tremblement de terre. Cette étude permet de concevoir des constructions capables de résister aux secousses sismiques et de minimiser les dégâts potentiels. En évaluant la manière dont une structure réagit aux vibrations générées par un séisme, il est possible d'adapter son design et ses matériaux pour améliorer sa stabilité et sa sécurité. L'objectif est de réduire au maximum les risques de destruction et d'assurer la sécurité des occupants, tout en préservant les infrastructures et les biens.

Généralités sur les séismes

Les tremblements de terre sont des phénomènes fréquents, avec environ un million de séismes enregistrés chaque année dans le monde, soit près de deux par minute. La majorité d'entre eux sont de faible intensité et à peine perceptibles, mais certains peuvent être très violents et provoquer des dégâts importants. Les secousses, qui peuvent durer de quelques secondes à quelques minutes, peuvent entraîner la destruction de bâtiments, déformer des infrastructures comme les voies ferrées ou créer des fractures dans le sol. Ces secousses peuvent modifier les paysages en un instant (Montagner, 1997).

Lorsqu'un séisme survient sous la mer, près des côtes, il peut générer des tsunamis, des vagues gigantesques pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de hauteur. Ces vagues dévastatrices peuvent affecter les zones côtières de manière dramatique.

Les séismes sont dus à une rupture brutale des roches qui se produisent généralement entre 0 et 700 km de profondeur, au niveau du foyer du séisme, assez proche de la surface de la Terre. Cette rupture génère des vibrations appelées ondes sismiques, qui se propagent sous forme de sphères concentriques, similaires aux ondulations créées à la surface de l'eau. Plus la distance parcourue est grande, plus la durée des ondes est longue (Shearer, 2009).

L'intensité d'un séisme est souvent mesurée en fonction des dégâts causés aux constructions humaines, et cela sur l'échelle MSK (de 1 à 12 degrés). Bien que des normes parasismiques aient été mises en place pour limiter les dégâts, elles ne sont pas toujours respectées, souvent pour des raisons économiques (Bolt, 1982). Cela peut entraîner des catastrophes meurtrières, comme le tremblement de terre de Boumerdes, en Algérie, le 21 mai 2003.

Chapitre VII : Étude sismique

VII.2.1. Calcul sismique

Ce calcul peut être réalisé à l'aide des trois méthodes suivantes :

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

VII.2.2.1. La méthode statique équivalente

C'est la méthode la plus simple et la plus couramment utilisée pour les bâtiments réguliers et de faible hauteur. Elle consiste à appliquer des forces horizontales équivalentes, proportionnellement à la masse du bâtiment et à son importance. Cette approche repose sur l'hypothèse que le bâtiment réagit de manière linéaire aux forces sismiques (RPA 2003).

VII.2.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Elle permet de se baser directement sur les spectres de dimensionnement, car ce qui intéresse principalement le concepteur, ce sont les maxima des réponses, et non leur évolution temporelle. Cela simplifie les calculs. Ainsi, on procède à une analyse modale en étudiant les modes propres de la structure, afin de déterminer les caractéristiques vibratoires importantes (RPA 2003).

VII.2.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Cette méthode repose sur le même principe que l'analyse spectrale. Cependant, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, elle s'appuie sur des accélérogrammes réels. L'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié (RPA 2003).

VII.2.2. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode à utiliser nécessite l'identification des conditions suivantes :

Tableau VII. 1 : Critères de classification (RPA 2003)

La classification		Le choix
Selon la zone sismique		II-a (Sismicité moyenne)
Selon l'importance de l'ouvrage		1B (grande importance)
selon le site		S ₂ (site ferme)
Selon le système de contreventement		mixte portiques/voiles avec interaction
Selon leur configuration	Régularité en plan	Non observé
	Régularité en élévation	Non observé

➔ Dans notre cas, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas entièrement remplies. Elle est donc nécessaire d'avoir recours à la méthode dynamique modale spectrale.

• Principe de la méthode dynamique modale spectrale

La méthode consiste à rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets générés dans la structure par les forces sismiques, qui sont représentées par un spectre de réponse calculé, ensuite, ces effets sont combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure (RPA 2003).

VII.2.2.1. Les hypothèses de la méthode dynamique modale spectrale (RPA 2003)

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

VII.2.3. Les étapes de modélisation

VII.2.3.1. Réglage des préférences

Pour vérifier les unités (des dimensions et des charges...), les matériaux utilisés, les normes utilisées, accède aux outils puis sélectionne **préférences de la tâche**.

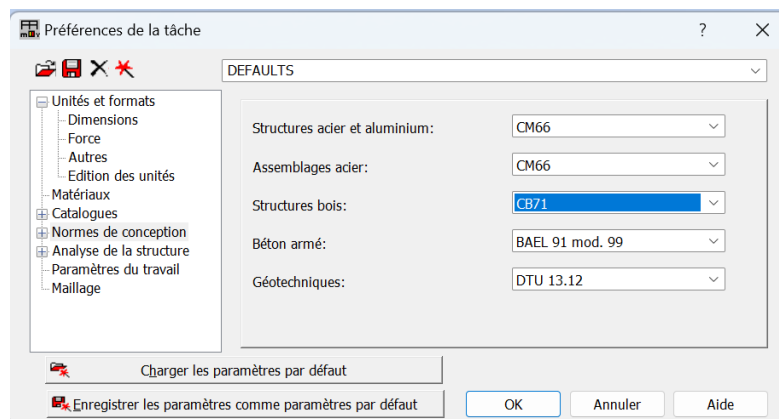


Figure VII.1 : Réglage des préférences

VII.2.3.2. Définition des axes

Afin de générer un maillage en trois dimensions, accédez au menu déroulant **structure** puis **définition des axes** et choisir le sens x, y, z et entrer les renseignements (la position de démarrage, le nombre de répétition, l'espacement).

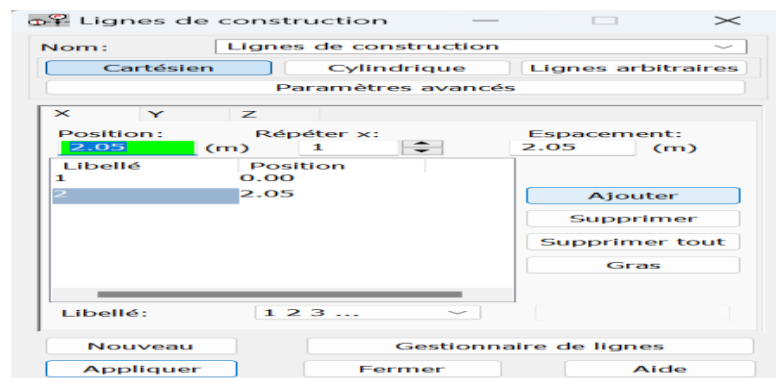


Figure VII.2 : Définir les axes (grille)

VII.2.3.3. Définition de la section

Pour définir les profilés allez au menu déroulant **structure** puis sélectionnez **caractéristiques** puis **profilés de barres**.

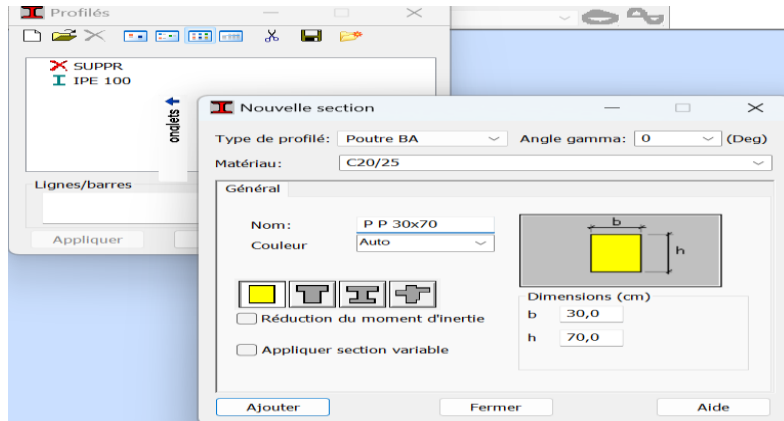


Figure VII.3 : Définir les sections

VII.2.3.4. Modélisation des éléments barres

Pour définir les barres allez au menu déroulant **structure**, puis on va choisir **poutre**. Cliquez sur le champ Origine et commencez la modélisation de la poutre.

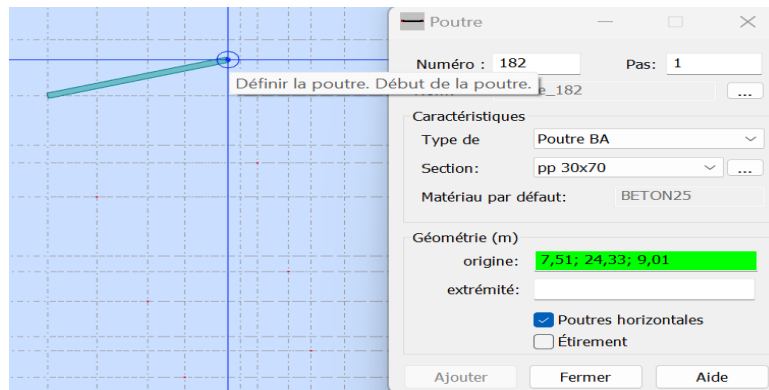


Figure VII.4 : Modélisation des éléments barres

VII.2.3.5. Définition des cas de charge

Pour définir les charges accédez au **chargement** puis **cas des charges**. Vérifiez la nature de charge et cliquez **ajouter**.

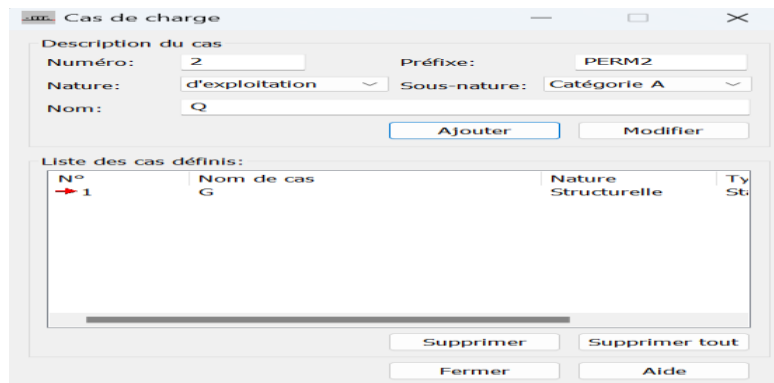


Figure VII.5 : Définir les cas de charge

VII.2.3.6.Modèle 3D

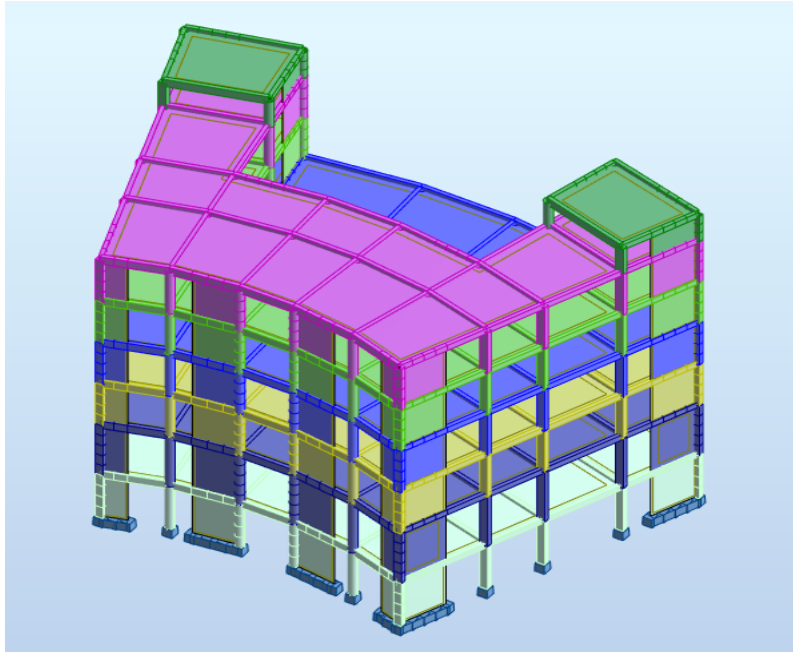


Figure VII.6 : Modèle 3D

VII.2.4.Les caractéristiques géométriques de la structure

VII.2.4.1.Centre de gravité et centre de rigidité

Le centre des masses (ou centre de gravité) d’une structure est le point théorique où l’ensemble de la masse de cette structure peut être considéré comme concentré.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \dots\dots\dots (VII.1) \\ Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \dots\dots\dots (VII.2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_R = \frac{\sum L_i \times X_i}{\sum L_i} \dots\dots\dots (VII.3) \\ Y_R = \frac{\sum L_i \times Y_i}{\sum L_i} \dots\dots\dots (VII.4) \end{array} \right.$$

Tableau VII.2 : Centre de gravité et centre de rigidité

Étage	Centre de rigidité		Centre de gravité	
	X _R (m)	Y _R (m)	X _G (m)	Y _G (m)
5	19.25	22.47	19.25	21.20
4	19.25	12.39	19.25	11.74
3	19.25	12.57	19.25	11.74
2	19.25	12.62	19.25	13.12
1	19.25	12.62	19.25	13.12
RDC	19.25	12.62	19.25	13.08
RDJ	19.25	12.62	19.25	12.77

VII.2.4.2.L'excentricité

❖ **Excentricité théorique (statique)**

Est la différence entre le centre de masse et le centre de torsion.

$$e_{thé x} = |X_G - X_R| ; e_{thé y} = |Y_G - Y_R| \dots \dots \dots \text{ (VII.5)}$$

❖ **Excentricité accidentelle**

Égale 5% de la plus grande dimension de la structure à ce niveau.

$$e_{acc x} = 5\% L_x ; e_{acc y} = 5\% L_y \dots \dots \dots \text{ (VII.6)}$$

❖ **Excentricité retenue**

$$e_{r x} = e_{thé x} + e_{acc x} ; e_{r y} = e_{thé y} + e_{acc y} \dots \dots \dots \text{ (VII.7)}$$

Tableau VII.3 : Calcul de l'excentricité (théorique, accidentelle, retenue)

Étage	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité retenue	
	e _{thé x}	e _{thé y}	e _{acc x}	e _{acc y}	e _{r x}	e _{r y}
Étage 5	00	1.27	1.93	0.39	1.93	1.66
Étage 4	0.05	0.65	1.93	1.22	1.98	1.87
Étage 3	00	0.83	1.93	1.22	1.93	2.05
Étage 2	00	0.50	1.93	1.27	1.93	1.77
Étage 1	00	0.50	1.93	1.27	1.93	1.77
RDC	00	0.46	1.93	1.27	1.93	1.73
RDJ	00	0.15	1.93	1.27	1.93	1.42

VII.2.5.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale appliquée à la base d'une structure doit être calculée en tenant compte des deux directions horizontales orthogonales, souvent désignées par X et Y. La force sismique dans chaque direction est donnée par la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{ (VII.8)}$$

Avec

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- Q : Facteur de qualité.
- W : Poids total de la structure.

VII.2.5.1.Coefficient d'accélération de zone A

Donner par le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Coefficient d'accélération de zone A (T 4.1) (RPA 2003)

Groupe	La zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

→ Groupe d'usage 1B, Zone II ⇒ A= 0.20

VII.2.5.2.Coefficient de comportement global de la structure

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction ⇒ R = 5

VII.2.5.3.Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à l'aide de formules empiriques, ou bien être calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

a.La formule empirique

$$T_{empirique} = \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} \dots \dots \dots \text{(VII.9)}$$

Avec

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

⇒ $h_N = 28$ m.

C_T : En fonction du système de contreventement, le type de remplissage (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie ⇒ $C_T = 0.05$).

D : La dimension de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

⇒ $D_x = 38.5$ m.

⇒ $D_y = 25.45$ m.

Tableau VII. 5 : La période fondamentale par la formule empirique

$C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$	$0.05 \times 28^{\frac{3}{4}} = 0.61$ s
$\frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}$	$\frac{0.09 \times 28}{\sqrt{38.5}} = 0.41$ s
$\frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}}$	$\frac{0.09 \times 28}{\sqrt{25.45}} = 0.50$ s
$T_{x empirique} = \min \{0.61; 0.41\} = 0.41$ s	
$T_{y empirique} = \min \{0.61; 0.50\} = 0.50$ s	

Chapitre VII : Étude sismique

b. La Méthode numérique

$$T_x \text{ analytique} = 0.52 \text{ s.}$$

$$T_y \text{ analytique} = 0.62 \text{ s.}$$

VII.2.5.4. Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{ (VII.10)}$$

Avec

ξ : le pourcentage d'amortissement critique (d'après le tableau $\xi=10\%$).

Tableau VII.6 : Le pourcentage d'amortissement critique (T 4.2) (RPA 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

VII.2.5.5. Facteur d'amplification dynamique moyen

Elle dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \dots\dots\dots \text{ (VII.11)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donner par le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Valeur de T_1 et T_2 (T 4.7) (RPA 2003)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

→ Site ferme S₂ ⇒ T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.40 s.

Chapitre VII : Étude sismique

Dans notre cas

$$\begin{cases} T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T_x = 0.52 \text{ s} \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow D_x = 1.60 \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T_y = 0.62 \text{ s} \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow D_y = 1.42 \end{cases}$$

VII.2.5.6. Facteur de qualité

La valeur du facteur de qualité (Q) est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots (VII.12)$$

Avec

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non ".

Tableau VII.8 : Valeurs des pénalités (T 4.4) (RPA 2003)

Critère q	P_q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	00	00
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	00	00

→ Donc $Q_x = Q_y = 1 + 0.2 = 1.2$

VII.2.5.7. Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots (VII.13)$$

Avec

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Bâtiment recevant du public temporairement $\Rightarrow \beta = 0.3$).

Tableau VII.9 : Le poids total de la structure

Étage	RDJ	RDC	1	2	3	4	5	Totale
Poids (KN)	3608.9723	4205.8446	3713.0384	3713.0384	3205.9296	3205.9296	764.3577	22417.1106

Chapitre VII : Étude sismique

➤ La force sismique

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.6 \times 1.2}{5} \times 22417.1106 = 1721.6341 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.42 \times 1.2}{5} \times 22417.1106 = 1527.9503 \text{ KN.}$$

VII.2.6. Les forces sismiques du niveau

$$V = F_t + \sum F_i \dots \dots \dots \text{ (VII.14)}$$

$$F_t = 0.07 \times V \times T \dots \dots \dots \text{ (VII.15)}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j} \dots \dots \dots \text{ (VII.16)}$$

Avec

F_t : La force concentrée au sommet de la structure.

F_i : La force horizontale concentrée au niveau " i ".

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j.

➔ Selon l'RPA 2003 l'article 4.2.5:

$$T_x = 0.51s \leq 0.7s \Rightarrow F_{tx} = 0 \text{ KN.}$$

$$T_y = 0.58s \leq 0.7s \Rightarrow F_{ty} = 0 \text{ KN.}$$

Tableau VII.10 : Résultats des forces sismiques selon la hauteur

Étage	h_i (m)	W_i (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
Étage 5	28.00	764.3577	1721.6341	1527.9503	108.5663	96.3526
Étage 4	25.50	3205.9296			414.7006	368.0468
Étage 3	21.42	3205.9296			348.3485	309.1593
Étage 2	17.34	3713.0384			326.6022	289.8594
Étage 1	13.26	3713.0384			249.7546	221.6572
RDC	9.18	4205.8446			195.8558	173.8220
RDJ	4.25	3608.9723			77.8060	69.0528
		$\sum W_i \times h_i = 339390.9932$			$\sum F_{ix} = 1721.6340$	$\sum F_{iy} = 1527.9501$

VII.2.7. Distribution horizontale des forces sismiques

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots \dots \dots \text{ (VII.17)}$$

Avec

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Chapitre VII : Étude sismique

Tableau VII.11 : Distribution horizontale des forces sismiques

Étage	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{kx} (KN)	V _{ky} (KN)
Étage 5	108.5663	96.3526	108.5663	96.3526
Étage 4	414.7006	368.0468	523.2669	464.3994
Étage 3	348.3485	309.1593	871.6154	773.5587
Étage 2	326.6022	289.8594	1198.2176	1063.4181
Étage 1	249.7546	221.6572	1447.9722	1285.0753
RDC	195.8558	173.8220	1643.8280	1458.8973
RDJ	77.8060	69.0528	1721.6340	1527.9501

VII.2.8.La méthode modale spectrale

VII.2.8.1.Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(VII.18)}$$

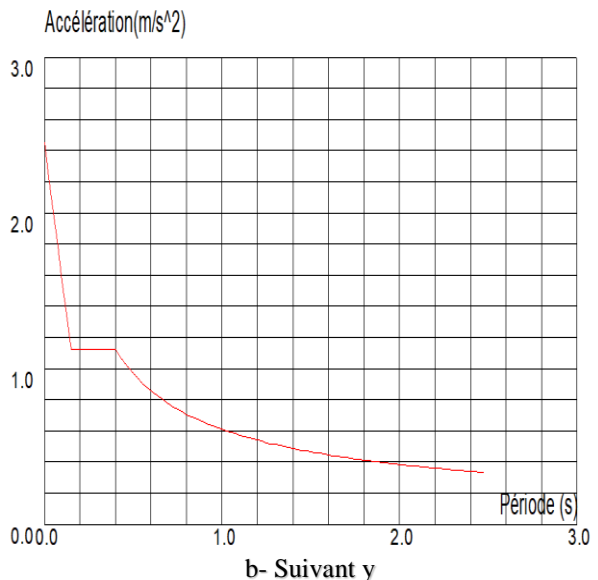
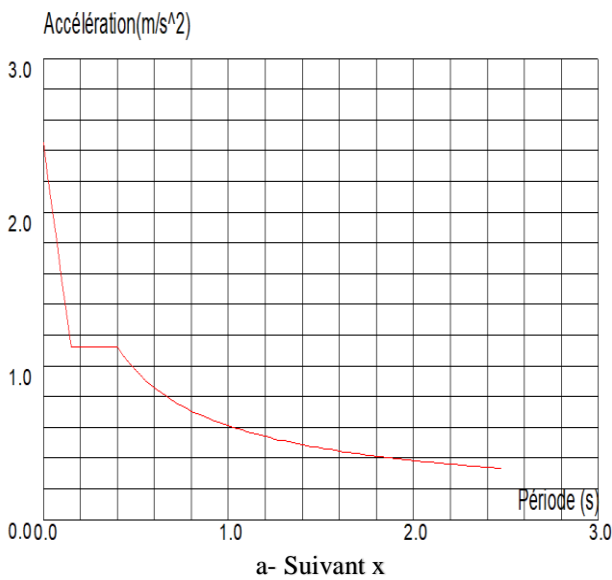
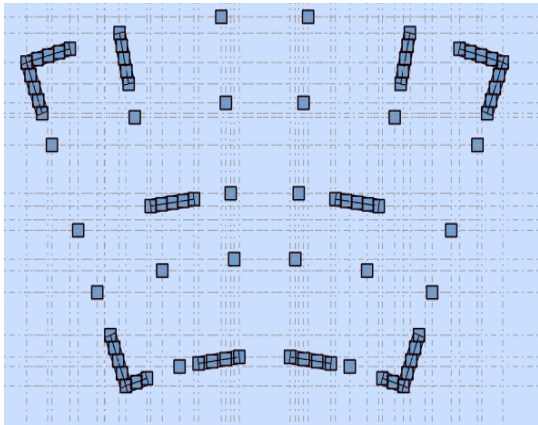
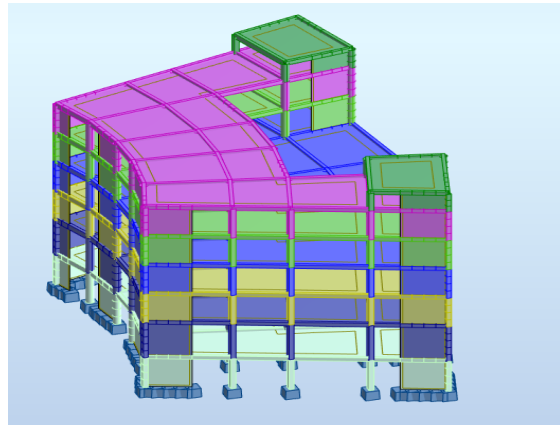


Figure VII.7 : Spectre de réponse suivant x, y

VII.2.8.2. Disposition des voiles de contreventement



a- Vue en plan

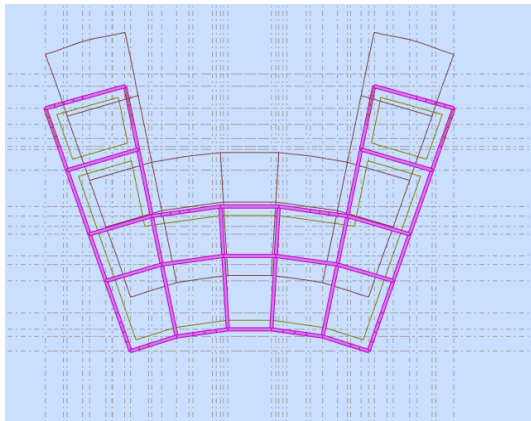


b- Modèle 3D

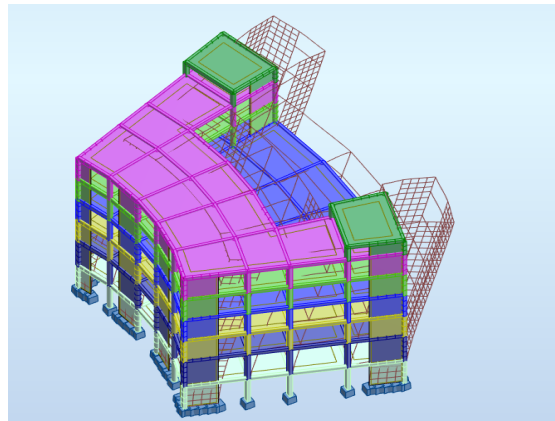
Figure VII.8 : Disposition des voiles

VII.2.8.3. Le comportement des trois premiers modes

Mode 1



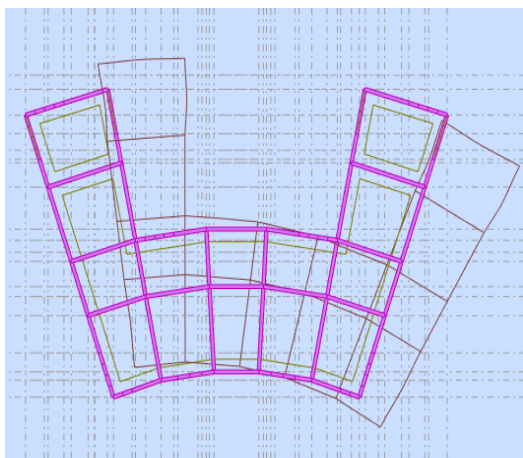
a- Vue en plan



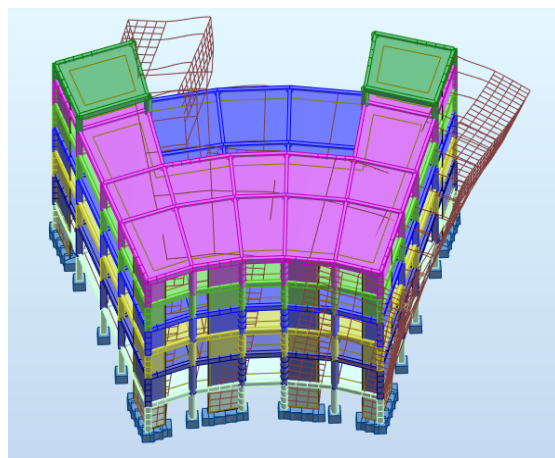
b- Vue en 3D

Figure VII.9 : Mode 1 (translation suivant y)

Mode 2



a- Vue en plan



b- Vue en 3D

Figure VII.10 : Mode 2 (translation suivant x)

Mode 3

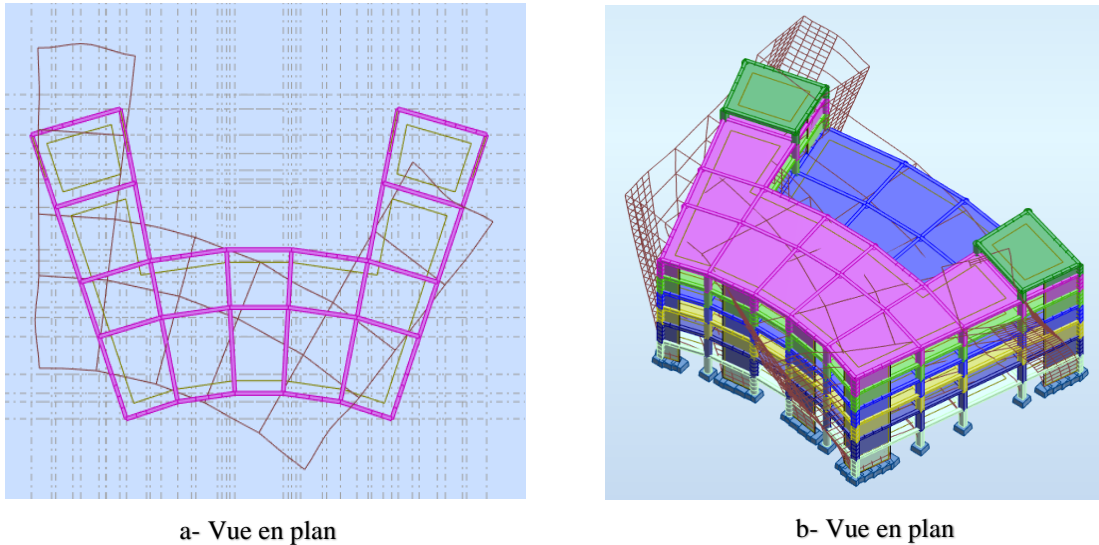


Figure VII.11 : Mode 3 (Rotation)

VII.2.8.4. Vérification de la période fondamentale

→ Dans notre cas :

- ✓ Le premier mode représente une translation selon la direction y.
- ✓ Le deuxième mode représente une translation selon la direction x.
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau VII.12 : Vérification de la période fondamentale

Sens	$T_{\text{empirique}}$	$1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{numérique}}$	$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$
X	0.41	0.53	0.52	vérifié
Y	0.50	0.65	0.62	vérifié

VII.2.8.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

Lorsque l'analyse sismique est effectuée par la méthode modale spectrale, la résultante des forces à la base V_t doit être au moins égale à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 80\% V$ tous les résultats de l'analyse modale doivent être majorés.

Tableau VII.13 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V (KN)	0.8 V (KN)	V_t (KN)	$0.8 V \leq V_t$
X	1721.6341	1377.3073	3480.87	Vérifié
Y	1527.9503	1222.3602	3353.99	Vérifié

Chapitre VII : Étude sismique

VII.2.8.6. Vérification des déplacements

❖ Le déplacement horizontal

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots (VII.19)$$

Avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R = 5).

❖ Le déplacement relatif

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots (VII.20)$$

→ Suivant x

Tableau VII.14 : Vérification de déplacement relatif suivant x

Étage	h (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	1% h (mm)	$\Delta_k \leq 1\% h$
Étage 5	2.50	0	0	0	25	Vérifié
Étage 4	4.08	0	0	0	40.8	Vérifié
Étage 3	4.08	0	0	0	40.8	Vérifié
Étage 2	4.08	0	0	0	40.8	Vérifié
Étage 1	4.08	0	0	0	40.8	Vérifié
RDC	4.93	0	0	0	49.3	Vérifié
RDJ	4.25	0	0	0	42.5	Vérifié

→ Suivant y

Tableau VII.15 : Vérification de déplacement relatif suivant y

Étage	h (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	1% h (mm)	$\Delta_k \leq 1\% h$
Étage 5	2.50	1.36	6.8	1.25	25	Vérifié
Étage 4	4.08	1.11	5.55	1.5	40.8	Vérifié
Étage 3	4.08	0.81	4.05	1.3	40.8	Vérifié
Étage 2	4.08	0.55	2.75	1.08	40.8	Vérifié
Étage 1	4.08	0.33	1.65	0.85	40.8	Vérifié
RDC	4.93	0.16	0.8	0.65	49.3	Vérifié
RDJ	4.25	0.03	0.15	0.15	42.5	Vérifié

VII.2.8.7. Vérifications spécifiques

❖ Sollicitations normales

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \dots\dots\dots (VII.21)$$

Chapitre VII : Étude sismique

Avec

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire brute de cette dernière.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Tableau VII.16 : Vérification des sollicitations normales

Poteau	B_c (mm ²)	N_d (N)	V	$V \leq 0.30$
C 75	441562.5	3088230	0.28	vérifié
R 45x60	270000	1935100	0.29	vérifié

❖ Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28} \dots \dots \dots \text{(VII.22)}$$

Ou

ρ_d : Est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement maximal dans les directions Y, Z.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{(VII.23)}$$

Tableau VII.17 : Vérification des sollicitations tangentes

L (m)	l_f (m)	Poteau	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)
4.25	2.975	C75	3.97	0.04	1
		R 45x60	6.61	0.075	1.875
4.93	3.451	C75	4.60	0.04	1
		R 45x60	7.67	0.075	1.875
4.08	2.856	C75	3.81	0.04	1
		R 45x60	6.35	0.075	1.875
2.50	1.75	C75	2.33	0.04	1
		R 45x60	3.89	0.04	1.875

• **Contraint de cisaillement**

Tableau VII.18 : Vérification de contraint de cisaillement

Poteau	b (m)	d (m)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$
C 75	0.75	0.68	0.32	vérifié
R 45 x 60	0.45	0.41	0.72	vérifié

VII.2.8.8. Vérification de la stabilité au renversement

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \dots\dots\dots (VII.24)$$

❖ **Moment de renversement**

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^n F_{yi} \times h_i \dots\dots\dots (VII.26)$$

$$M_{ry} = \sum_{i=1}^n F_{xi} \times h_i \dots\dots\dots (VII.27)$$

Avec

F_{xi} : La force distribuée à chaque niveau suivant x.

F_{yi} : La force distribuée à chaque niveau suivant y.

h_i : La hauteur d'étage en applique la force.

Tableau VII.19 : Calcul le moment de renversement

Étage	h_i (m)	F_{xi} (KN)	F_{yi} (KN)	M_{rx} (KN .m)	M_{ry} (KN.m)
Étage 5	28	108.5663	96.3526	2697.8728	3039.8564
Étage 4	25.50	414.7006	368.0468	9385.1934	10574.8653
Étage 3	21.42	348.3485	309.1593	6622.1922	7461.6249
Étage 2	17.34	326.6022	289.8594	5026.1620	5663.2821
Étage 1	13.26	249.7546	221.6572	2939.1745	3311.7460
RDC	9.18	195.8558	173.8220	1595.6860	1797.9562
RDJ	4.25	77.8060	69.0528	293.4744	330.6755
				$\sum M_{rx}$ = 28559.7553	$\sum M_{ry}$ = 32180.0064

❖ **Moment stabilisant**

$$M_s = \frac{W \times L}{2} \dots\dots\dots (VII.25)$$

Avec

L : La longueur d'élément jusqu'à l'origine de repère.

W : Le poids de la structure.

Chapitre VII : Étude sismique

Tableau VII.20 : Calcul le moment stabilisant

Étage	W _i (KN)	X _G (m)	M _{sy} (KN.m)	Y _G (m)	M _{sx} (KN.m)
Étage 5	764.3577	19.25	14713.8857	21.20	16204.3832
Étage 4	3205.9296	19.25	61714.1448	11.74	37637.6135
Étage 3	3205.9296	19.25	61714.1448	11.74	37637.6135
Étage 2	3713.0384	19.25	71475.9892	13.12	48715.0638
Étage 1	3713.0384	19.25	71475.9892	13.12	48715.0638
RDC	4205.8446	19.25	80962.5086	13.08	55012.4474
RDJ	3608.9723	19.25	69472.7168	12.77	46086.5763
			$\sum M_{sy} = 431529.3791$		
				$\sum M_{sx} = 290008.7615$	

D'après les résultats obtenus on a :

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{290008.7615}{28559.7553} = 10.15 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{431529.3791}{32180.0064} = 13.41 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VII.2.8.9. Vérification de l'effet (P - Δ)

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \dots \dots \dots \text{(VII.24)}$$

Avec

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

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

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

→ Suivant x

Tableau VII.21 : Vérification de l'effet (P - Δ) suivant x

Étage	P _k (KN)	Δ _{kx} (mm)	V _{kx} (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0.1
Étage 5	764.3577	0	108.5663	2.50	0	Vérifié
Étage 4	3205.9296	0	523.2669	4.08	0	Vérifié
Étage 3	3205.9296	0	871.6154	4.08	0	Vérifié
Étage 2	3713.0384	0	1198.2176	4.08	0	Vérifié
Étage 1	3713.0384	0	1447.9722	4.08	0	Vérifié
RDC	4205.8446	0	1643.8280	4.93	0	Vérifié
RDJ	3608.9723	0	1721.6340	4.25	0	Vérifié

Chapitre VII : Étude sismique

→ Suivant y

Tableau VII.22 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant y

Étage	P_k (KN)	Δ_{ky} (mm)	V_{ky} (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
Étage 5	764.3577	1.25	96.3526	2.50	0.004	Vérifié
Étage 4	3205.9296	1.5	464.3994	4.08	0.003	Vérifié
Étage 3	3205.9296	1.3	773.5587	4.08	0.001	Vérifié
Étage 2	3713.0384	1.08	1063.4181	4.08	0.0009	Vérifié
Étage 1	3713.0384	0.85	1285.0753	4.08	0.0006	Vérifié
RDC	4205.8446	0.65	1458.8973	4.93	0.0004	Vérifié
RDJ	3608.9723	0.15	1527.9501	4.25	0.00008	Vérifié

VII.3.Conclusion

Ce chapitre a porté sur l'analyse du comportement sismique de la structure conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003). L'objectif principal était de déterminer les effets d'un séisme sur les éléments porteurs afin d'assurer leur stabilité et leur sécurité. Les résultats obtenus ont permis de dimensionner correctement les composants structuraux et de préparer le calcul du ferrailage en tenant compte des contraintes dynamiques. Cette étude constitue une étape fondamentale dans le processus global de conception parasismique. Les caractéristiques retenues sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.23 : Dimension finale des poutres et poteaux

Les éléments	La section (cm ²)
Poutre principale	(30 x 70)
Poutre secondaire	(30 x 50)
poteau rectangulaire	(45 x 60)
Poteau circulaire	(D = 75)

CHAPITRE VIII :
Étude des éléments structuraux

VIII.1.Introduction

L'étude des charges verticales et horizontales permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments structuraux, tels que les poteaux et les poutres, dans les différents nœuds et travées. Pour ce faire, le logiciel **Robot** a été utilisé afin de calculer ces sollicitations, facilitant ainsi le dimensionnement et l'analyse des portiques.

VIII.2.Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et des charges verticales, définies selon les règlements **BAEL 91** et **RPA 99/2003**, déterminent les critères pour le dimensionnement des éléments structuraux. Les éléments comme les poutres, poteaux et les voiles doivent être ferrillés en tenant compte de ces combinaisons de charges, assurant leur résistance aux efforts verticaux et sismiques tout en respectant les normes de sécurité.

$$\text{Poutres : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{Voile : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique.

VIII.3. Données de calcul

Tableau VIII.1 : Données de calcul

La situation normale ou durable	Béton	$\gamma_b = 1.5$
		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
		$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
	Acier	$\gamma_s = 1.15$
		$f_e = 400 \text{ MPa}$
		$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$
La situation accidentelle	Béton	$\gamma_b = 1.15$
		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
		$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$
	Acier	$\gamma_s = 1$
		$f_e = 400 \text{ MPa}$
		$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

VIII.4. Ferrailage des poutres

VIII.4.1. Méthode de calcul

En général, les poutres sont soumises à un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Toutefois, étant donné que l'effort normal dans les poutres est généralement faible, le calcul peut être simplifié en considérant uniquement la flexion simple, sans tenir compte de la flexion composée. Le ferrailage des poutres doit être conçu selon l'état limite ultime (ELU), car la fissuration du béton est considérée comme une fissuration peu préjudiciable. Cela permet de dimensionner l'armature de manière adéquate pour garantir la résistance et la stabilité de la poutre tout en tolérant une certaine fissuration (AFGC, 2014).

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}.$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}.$$

✓ On détermine les armatures sous : Max (S_{p1} ; S_{p2}).

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.4.2.Ferraillage des poutres principales

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale d'intermédiaire (étage courant). Les moments sont tirés à partir du logiciel **Robot version 2024**.

VIII.4.2.1.Sollicitations maximales adoptées

Tableau VIII.2 : Les sollicitations maximales pour les poutres principales

Combinaisons		M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
ELU		-357.69	213.77	-245.08
ELS		-256.56	154.00	-175.96
ELA	G + Q ± E	-317.85	/	-193.67
	0.8G ± E	-208.46	/	-171.50

VIII.4.2.2.Les armatures longitudinales

→ ELU

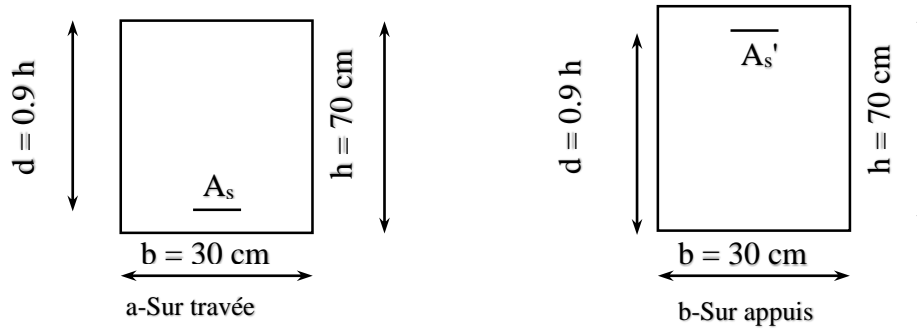


Tableau VIII.3 : Les armatures longitudinales à l'ELU

	b (m)	h (m)	d (m)	f _{bc} (MPa)	f _{st} (MPa)	M _u (KN.m)	μ	μ _L	A _s '	μ ≤ 0.1859	pivot	α _u	A _s (cm)
En appuis	0.30	0.70	0.63	14.17	347.83	357.69	0.12	0.392	0	vérifié	A	0.16	9.86
En travée						213.77	0.07		0	vérifié	A	0.09	5.54

✓ On adopte : A_{s travée} = 6T16 (12.06 cm²).

→ ELA

Tableau VIII.4 : Les armatures longitudinales à l'ELA

	b (m)	h (m)	d (m)	f _{st} (MPa)	M (KN.m)	μ	μ _L	A _s '	μ ≤ 0.1859	pivot	α _u	A _s (cm)
La nappe supérieure de l'appui	0.3	0.7	0.63	347.83	317.85	0.11	0.392	0	vérifié	A	0.15	9.24
La nappe inférieure de l'appui					208.46	0.07		0	vérifié	A	0.09	5.54

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

✓ On adopte : A_s appui (nappe supérieure) = 6T16 (12.06 cm²).

A_s appui (nappe inférieure) = 6T16 (12.06 cm²).

VIII.4.2.3. Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \dots \dots \text{(VII.1)}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.63 \times 2.1}{400} = 2.28 \times 10^{-4} m^2 = 2.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ travée} = 5.54 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ appui (nappe supérieure)} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ appui (nappe inférieure)} = 6.16 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2.28 \text{ cm}^2.$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

❖ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

$$A_{s \min RPA} = 0.5\% b h \dots \dots \dots \text{(VII.2)}$$

$$\Rightarrow A_{s \min RPA} = 0.5\% \times 30 \times 70 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ travée} = 12.06 \geq 10.5 \text{ cm}^2.$$

❖ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

Tableau VIII.5 : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

En appui	Zone courante	$A_{s \max RPA} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 70 = 84 \text{ cm}^2$
		$A_s \text{ travée} = 12.06 \text{ cm}^2 \leq 84 \text{ cm}^2$
	Zone de recouvrement	$A_{s \max RPA} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 70 = 126 \text{ cm}^2$
		$A_s \text{ travée} = 12.06 \text{ cm}^2 \leq 126 \text{ cm}^2$
En travée	Zone courante	$A_{s \max RPA} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 70 = 84 \text{ cm}^2$
		$A_s \text{ travée} = 12.06 \text{ cm}^2 \leq 84 \text{ cm}^2$
	Zone de recouvrement	$A_{s \max RPA} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 70 = 126 \text{ cm}^2$
		$A_s \text{ travée} = 12.06 \text{ cm}^2 \leq 126 \text{ cm}^2$

❖ La longueur minimale de recouvrement

$$L_{\text{recouvrement}} = 40 \phi_l \dots \dots \dots \text{(VII.3)}$$

$$L_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}.$$

c) Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{213.77}{154.00} = 1.34$$

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

VIII.4.2.5.Schéma de ferrailage

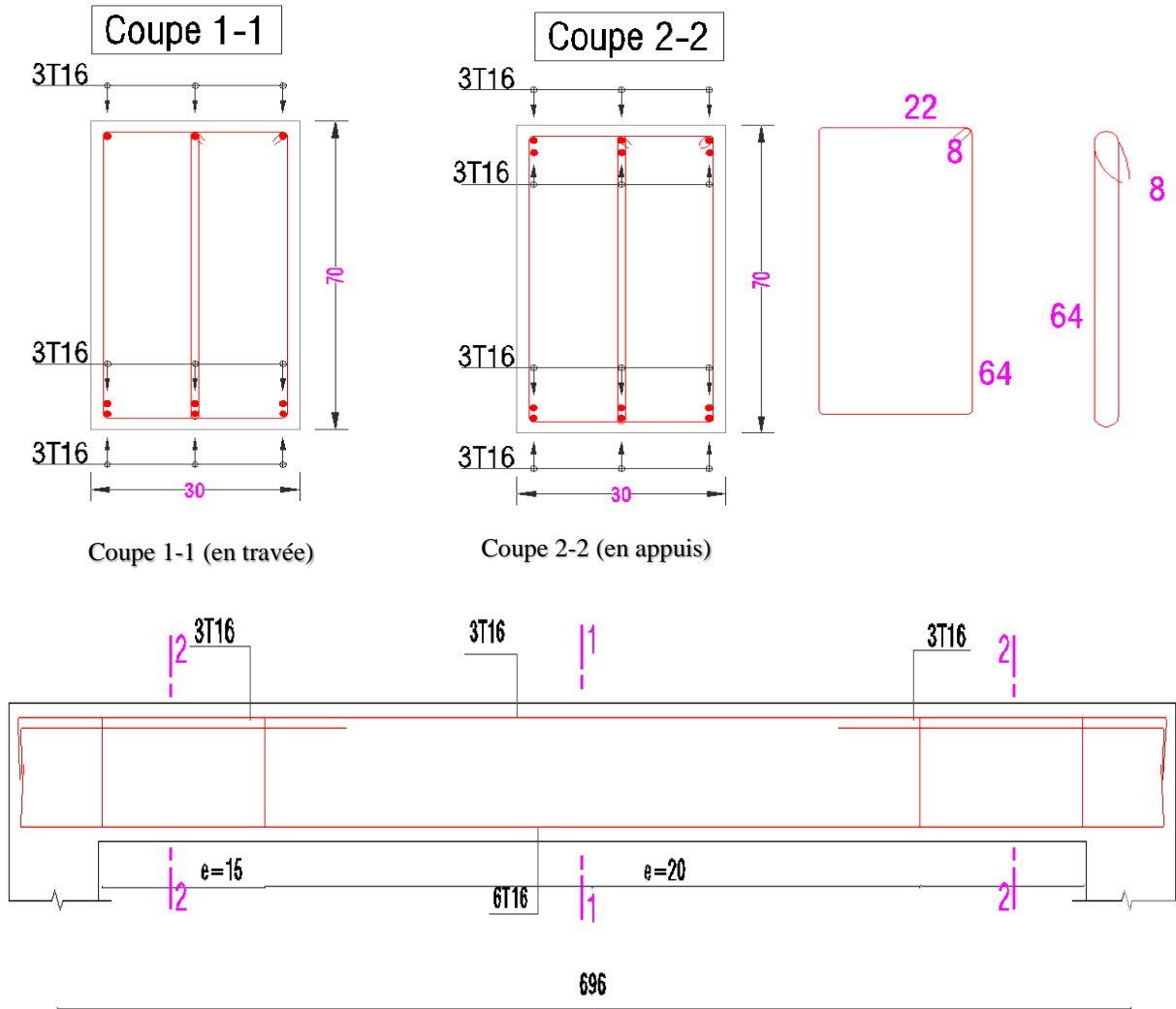


Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage des poutres principale

VIII.4.3.Ferrailage des poutres secondaires

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre secondaire d'intermédiaire (étage courant). Les moments sont tirés toujours à partir du logiciel **Robot version 2024**.

VIII.4.3.1.Sollicitations maximales adoptées

Tableau VIII.6 : Les sollicitations maximales pour les poutres secondaires

Combinaisons		M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
ELU		-255.40	137.76	-181.68
ELS		-182.1	98.05	-129.53
ELA	G + Q ± E	-224.06	/	-141.75
	0,8G ± E	-155.04	/	-97.68

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.4.3.2. Les armatures longitudinales

→ ELU

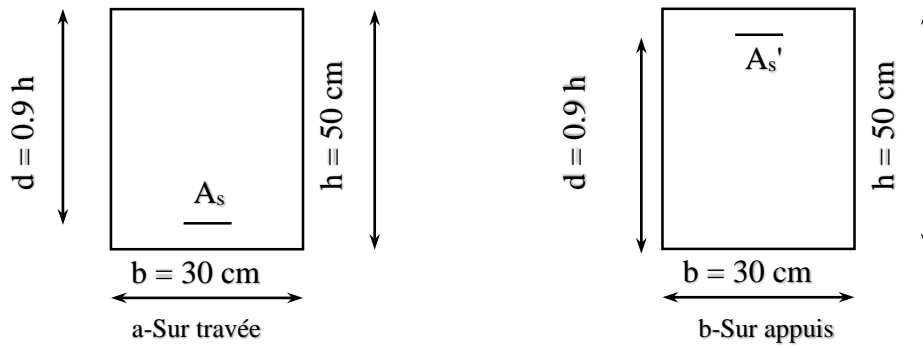


Tableau VIII.7 : Les armatures longitudinales à l'ELU

	b (m)	h (m)	d (m)	f_{bc} (MPa)	f_{st} (MPa)	M_u (KN.m)	μ	μ_L	A_s'	$\mu \leq 0.1859$	pivot	α_u	A_s (cm)
En appuis	0.30	0.50	0.45	14.17	347.83	255.40	0.17	0.392	0	vérifié	A	0.23	10.12
En travée						137.76	0.09		0	vérifié	A	0.12	5.28

✓ On adopte : $A_{s \text{ travée}} = 6T14$ (9.24 cm²).

→ ELA

Tableau VIII.8 : Les armatures longitudinales à l'ELA

	b (m)	h (m)	d (m)	f_{bc} (MPa)	f_{st} (MPa)	M (KN.m)	μ	μ_L	A_s'	$\mu \leq 0.1859$	pivot	α_u	A_s (cm)
La nappe supérieure de l'appui	0.30	0.50	0.45	14.17	347.83	224.06	0.15	0.392	0	vérifié	A	0.20	8.80
La nappe inférieure de l'appui						155.04	0.10		0	vérifié	A	0.13	5.72

✓ On adopte : $A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 6T14$ (9.24 cm²).

$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 6T14$ (9.24 cm²).

VIII.4.3.3. Vérifications nécessaires

e) Condition de non-fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} = 5.28 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 8.80 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 5.72 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

f) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

❖ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

$$A_{s \min RPA} = 0.5\% b h = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq 7.5 \text{ cm}^2.$$

❖ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

Tableau VIII.9 : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

En appui	Zone courante	$A_{s \max RPA} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$
		$A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$
	Zone de recouvrement	$A_{s \max RPA} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$
		$A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$
En travée	Zone courante	$A_{s \max RPA} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$
		$A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$
	Zone de recouvrement	$A_{s \max RPA} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$
		$A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$

❖ La longueur minimale de recouvrement

$$L_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}.$$

g) Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{137.76}{98.05} = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_u = \leq \alpha = 0.45 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche à l'ELS

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{675} \geq 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 45} = 0.0068 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{50}{675} = 0.074 \geq \frac{98.05}{10 \times 170.80} = 0.057 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

h) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{181.68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.63} = 0.96 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VIII.5.Ferraillage des poteaux

VIII.5.1.Méthode de calcul

Les poteaux sont soumis à trois types de sollicitations : un moment de flexion, un effort normal (compression ou traction) et un effort tranchant. Le calcul des armatures doit donc prendre en compte la flexion composée, c'est-à-dire la combinaison de ces différentes sollicitations. La section des armatures du poteau doit être déterminée en fonction de la combinaison de charges la plus défavorable parmi les six suivantes :

$$\begin{aligned}
 \text{Premier genre : } 1.35G + 1.5Q &\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \\
 \text{Deuxième genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{array} \right. &\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

VIII.5.2.Ferraillage exigé par le RPA 99/2003

VIII.5.2.1.Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VIII.10 : Les sections imposées par le RPA 99 /2003

Type des poteaux	$A_{min} = 0.8\% \times S$ (cm ²)	$A_{max 1} = 4\% \times S$ (cm ²)	$A_{max 2} = 6\% \times S$ (cm ²)
Type1 (D = 75 cm)	35.33	176.63	264.94
Type2 (45x60 cm ²)	21.6	108	162

VIII.5.2.2.Armatures transversales

Les armatures transversales, désignées par A_t , des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (VII.8)$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Ou

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

→ Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée conformément aux valeurs indiquées sur le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : La valeur maximale d'espacement

	Zone I	Zone II	Zone III
zone nodale	$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$	$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$	$t = 10 \text{ cm}$
zone courante	$t \leq 15\phi_l$	$t \leq 15\phi_l$	$t = \min(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l)$
* ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.			

Le choix du diamètre transversal se fait à partir du diamètre maximal des armatures longitudinales selon l'inégalité suivante :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 0.33\phi_l \dots \dots \dots \text{(VII.9)}$$

La quantité d'armatures transversales minimale $(\frac{A_t}{t \times b_1})\%$ est donnée comme suit :

Tableau VIII.12 : La quantité d'armatures transversales minimales

Valeur de l'élançement	Quantité minimale (%)
$\lambda_g \geq 5$	0.3
$\lambda_g \leq 3$	0.8
$3 < \lambda_g < 5$	procéder à une interpolation linéaire
* λ_g représente l'élançement géométrique du poteau.	

$$\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}) \dots \dots \dots \text{(VII.10)}$$

Avec

(a, b) : Représentent les dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

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

✚ Poteaux circulaires

Pour les poteaux circulaires, seuls les cerces individuelles sont autorisées ; ainsi les cerces hélicoïdales continues sont interdites. Dans les zones plastiques des poteaux en béton armé, sollicités cycliquement, le revêtement de béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée. C'est pourquoi il faut stabiliser les barres verticales pour éviter qu'elles ne flambent et frotter le béton afin de permettre de plus grandes déformations par écrasement. L'armature transversale nécessaire – armature de stabilisation et de frette à base d'étriers et de barres de liaison doit être ancrée avec des crochets à 135°. Un angle de 90° est insuffisant, comme le montre toujours l'observation des dégâts occasionnés par les séismes majeurs. Il faut en outre disposer l'armature transversale à des intervalles relativement courts (Eurocode 8).

VIII.5.3. Les sollicitations défavorables

Tableau VIII.13 : Les sollicitations sur les poteaux

Combinaisons		Type1 (D = 75 cm)	Type2 (45x60 cm ²)
A	N _{max} (KN)	3088.23	1895.44
	M _{cor} (KN.m)	24.05	61.45
B	N _{min} (KN)	947.39	783.22
	M _{cor} (KN.m)	62.08	96.34
C	M _{max} (KN.m)	79.68	65.76
	N _{cor} (KN)	633.72	1127.75

VIII.5.4. Ferrailage de poteau rectangulaire (45x60 cm²)

On va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillés pour le poteau la plus sollicité le poteau de RDJ.

VIII.5.4.1. Armatures longitudinales (ELU)

a) Calcul de l'excentricité

Tableau VIII.14 : Calcul de l'excentricité

L _f : longueur de flambement du poteau.	$L_f = 0.7L = 0.7 \times 4.25 = 2.98 \text{ m}$
α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.	$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{15M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{61.45}{15 \times 44.31}\right) = 9.08$
ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.	Ce rapport est généralement prit égale à 2 $\Rightarrow \phi = 2$
e _a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.	$e_a = \max\left(\frac{L}{250} \text{ cm}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{425}{250} \text{ cm}; 2 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$
e ₁ : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.	$e_1 = e_0 + e_a = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{61.45}{1895.44} + 0.02 = 0.05 \text{ m}$
e ₂ : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2.98^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 9.08 \times 2) = 0.09 \text{ m}$
e : excentricité totale.	$e = e_1 + e_2 = 0.05 + 0.09 = 0.14 \text{ m}$

b) Coefficient de remplissage

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} \dots \dots \dots \text{(VII.11)}$$

$$\Psi_1 = \frac{1895.44 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.60 \times 14.17} = 0.50 \leq \text{et } \Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

c) Excentricité critique e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h \dots \dots \dots \text{(VII.12)}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.5}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.5})} = 0.14$$

Alors

$$e_{NC} = 0.14 \times 0.6 = 0.084 \text{ m} \Rightarrow e = 0.14 \text{ m} > e_{NC} = 0.084 \text{ m}.$$

→ Donc la section est partiellement comprimée.

d) Calcul du moment fictif

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots \text{(VII.13)}$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 1895.44 \left(\frac{61.45}{1895.44} + 0.54 - \frac{0.60}{2} \right) = 516.36 \text{ KN.m}.$$

• Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \dots \dots \dots \text{(VII.14)}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{516.36 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.27$$

$$\mu = 0.27 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.27 > 0.1859 \Rightarrow \text{Pivot B}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.27}) = 0.4$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0.8 \times 0.4 \times 0.45 \times 0.54 \times 14.17}{347.83} = 3.17 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 31.7 \text{ cm}^2.$$

e) La section d'armature réelle en flexion composée.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} \dots \dots \dots \text{(VII.15)}$$

$$A_s = 3.17 \times 10^{-3} - \frac{1895.44 \times 10^{-3}}{347.83} = -2.28 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -22.79 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\text{Donc } A_s \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max(2.7 \text{ cm}^2; 2.93 \text{ cm}^2) \Rightarrow A_s \geq 2.93 \text{ cm}^2.$$

VIII.5.4.2. Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.54 \times 2.1}{400} = 2.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.93 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 2.93 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

b) Vérification des armatures longitudinales selon l'RPA

❖ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

$$A_{s \min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 45 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2.$$

✓ On prend $A_s = 12T16$ (24.13 cm^2).

❖ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

Zone courante

$$A_{s \max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 45 \times 60 = 108 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ travée}} = 24.13 \text{ cm}^2 \leq 108 \text{ cm}^2.$$

Zone de recouvrement

$$A_{s \max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 45 \times 60 = 162 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ appui}} = 24.13 \text{ cm}^2 \leq 162 \text{ cm}^2.$$

❖ Le diamètre minimum est de 12 mm

$$\phi_{l \min} = 16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}.$$

❖ La longueur minimale de recouvrement

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l.$$

$$L_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}.$$

c) Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (VII.16)}$$

♣ Calcul des contraintes maximales

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} \dots \dots \dots \text{ (VII.17)}$$

$$y_{ser} = z + c \dots \dots \dots \text{ (VII.18)}$$

On résout l'équation suivante :

$$z^3 + pz + q = 0 \dots \dots \dots \text{ (VII.19)}$$

Tableau VIII.15 : Calcul des coefficients (c, p, q)

$c \text{ (m)} = \frac{h}{2} - e = \frac{h}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	$c = \frac{0.6}{2} - \frac{44.31}{1373.24} = 0.27 \text{ m}$
$p \text{ (m)} = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$	$p = -3 \times (0.27)^2 + 90 \times 24.13 \times 10^{-4} \times \frac{0.54 - 0.27}{0.45}$ $= -0.09 \text{ m}^2$
$q \text{ (m)} = -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} + 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b}$	$q = (-2 \times (0.27)^3) - 90 \times 24.13 \times 10^{-4} \times \frac{(0.54 - 0.27)^2}{0.45}$ $= -0.07 \text{ m}^3$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Donc l'équation à résoudre est :

$$z^3 - 0.09z - 0.07 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \Rightarrow \Delta = -0.07^2 + \frac{4 \times (-0.09)^3}{27} = 4.79 \times 10^{-3} > 0$$

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 (\sqrt{4.79 \times 10^{-3}} - (-0.07)) = 0.07$$

$$u = \sqrt[3]{t} = 0.41$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0.41 - \frac{-0.09}{3 \times 0.41} = 0.48$$

$$y_{ser} = 0.48 + 0.27 = 0.75 \text{ m.}$$

♣ Moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 \dots\dots\dots (VII.20)$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.75^3}{3} + 15 \times 24.13 \times 10^{-4} (0.54 - 0.75)^2 = 0.0649 \text{ m}^4.$$

Alors

$$\sigma_{bc} = \frac{0.48 \times 1373.24 \times 10^{-3}}{0.0649} \times 0.75 = 7.62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \dots\dots\dots (VII.21)$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

D'après logiciel Robot on a :

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa.}$$

Alors

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow 0.24 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de flambement

$$\lambda \leq \max \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\} \dots\dots\dots (VII.22)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \dots\dots\dots (VII.23)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \dots\dots\dots (VII.24)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \dots\dots\dots (VII.25)$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Tableau VIII.16 : Vérification de flambement

Niveau	La section A (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDJ	(45 x 60)	17.18	Condition vérifiée
RDC	(45 x 60)	19.92	Condition vérifiée
1^{er} étage 2^{eme} étage 3^{eme} étage 4^{eme} étage	(45 x 60)	16.49	Condition vérifiée

• Vérification de la stabilité de forme

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e}{h}) \dots\dots\dots (VII.26)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq 15$$

Tableau VIII.17 : Vérification de la stabilité de forme

Niveau	$l_f(m)$	$\frac{l_f}{h}$	$\frac{l_f}{h} \leq 15$
RDJ	2.98	4.97	Condition vérifiée
RDC	3.45	5.75	Condition vérifiée
Les étages (de 1^{er} au 4^{eme} étage)	2.86	4.76	Condition vérifiée

VIII.5.4.3. Calcul des armatures transversales

• Diamètre

$$\phi_t \leq \min(\phi_{l \min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \dots\dots\dots (VII.27)$$

$$\phi_t \leq \min(16 ; \frac{600}{35} ; \frac{450}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm.}$$

✓ On prend : $\phi_t = 12 \text{ mm.}$

• Espacement

D'après (Art A-7-5-2-2)

Tableau VIII.18 : Calcul de l'espacement

La zone nodale	$S_t = \min(\frac{h}{4} ; 12 \phi_{l \min}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$
En dehors de la zone nodale	$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

• Section d'armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \text{(VII.28)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.975}{0.45} = 6.61 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Tableau VIII.19 : La section d'armatures transversales

La zone courante	$A_{t \min} \geq \frac{S_t \times b \times (0.003 + 0.008)}{2} = \frac{25 \times 45 \times 0.011}{2} = 5.5 \text{ cm}^2$
	$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 58.32 \times 10^{-3} \times 0.25}{0.60 \times 400} = 1.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.52 \text{ cm}^2$
La zone nodale	$A_{t \min} \geq \frac{S_t \times b \times (0.003 + 0.008)}{2} = \frac{15 \times 45 \times 0.011}{2} = 3.71 \text{ cm}^2$
	$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 58.32 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.60 \times 400} = 9.11 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.91 \text{ cm}^2$

✓ On adopte : $A_t = 4T8 (2.01 \text{ cm}^2)$.

VIII.5.4.4. Schéma de ferrailage

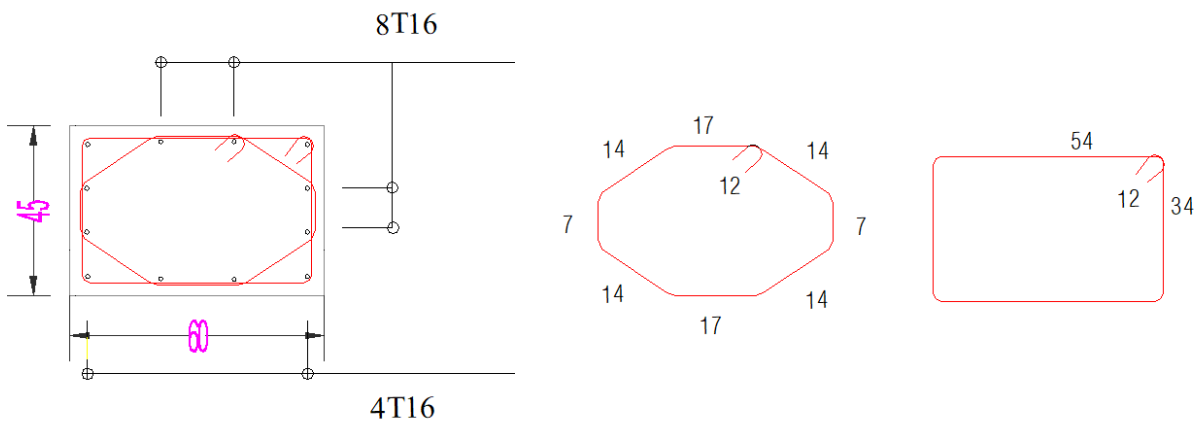


Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux R (45 x 60)

VIII.5.5. Ferrailage de poteau circulaire (D = 75 cm)

Tableau VIII.20 : L'excentricité et la nature de la section du poteau C (D = 75 cm)

e_a (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e (cm)	ψ	ξ	enc (cm)	Section
2	2.79	7.16	9.95	0.50	0.14	11	S.E.C

Tableau VIII.21 : La section d'armature calculée du poteau C (D = 75 cm)

M_u fictif (KN.m)	μ	α	A_s fictif (cm ²)	A_s (cm ²)
950.526	0.196	0.28	46.20	-42.69

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.5.5.1. Vérifications nécessaires

Tableau VIII.22 : La vérification des armatures longitudinales

A_S (cm ²)	$A_{S \min CBA}$ (cm ²)	$A_{S \min RPA}$ (cm ²)	$A_{S \max RPA}$ (cm ²)		$A_{S \text{adopté}}$ (cm ²)	Choix de section
			Courante	Recouvrement		
6.12	6.11	35.2	176	264	37.70	12T20

Tableau VIII.23 : La vérification des contraintes à l'ELS

y_{ser} (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
1.06	031	5.27	15	vérifiée

Tableau VIII.24 : La vérification de l'effort tranchant à l'ELU

τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.06	3.33	vérifiée

Tableau VIII.25 : La vérification de flambement

Niveau	La section A (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDJ	(D = 75)	15.66	Condition vérifiée
RDC	(D = 75)	18.16	Condition vérifiée
Les étages (de 1 ^{er} au 4 ^{eme} étage)	(D = 75)	15.03	Condition vérifiée

Tableau VIII.26 : La vérification de la stabilité de forme

Niveau	l_f (m)	$\frac{l_f}{h}$	$\frac{l_f}{h} \leq 15$
RDJ	2.98	3.97	Condition vérifiée
RDC	3.45	4.6	Condition vérifiée
Les étages (de 1 ^{er} au 4 ^{eme} étage)	2.86	3.81	Condition vérifiée

VIII.5.5.2. Calcul des armatures transversales

Tableau VIII.27 : Espacement et armatures transversales

Espacement (cm)		A_t (cm ²)		$A_t \text{adopté}$ (cm ²)	Choix de section
Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale		
20	25	1.14	0.72	2.01	4T8

VIII.5.5.3. Schéma de ferrailage

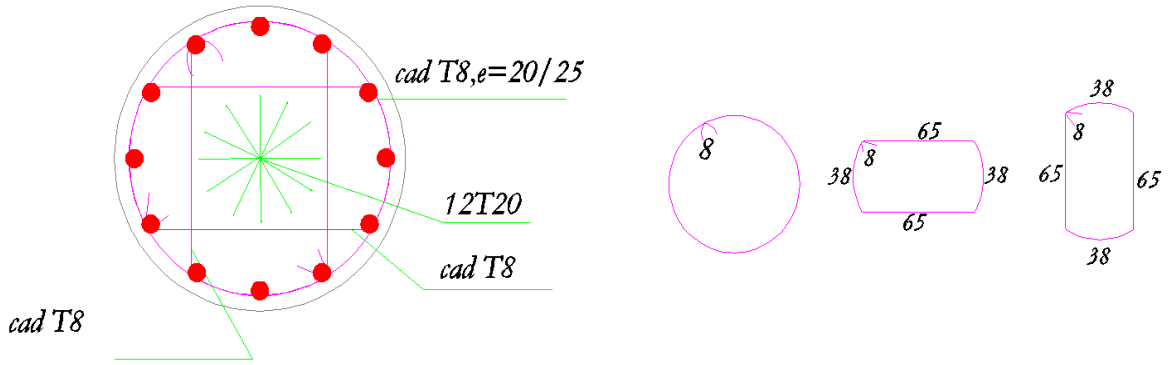


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage des poteaux C (D=75 cm)

VIII.6. Ferrailage des voiles

VIII.6.1. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 18.48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (VII.29)}$$

Avec

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile ;

y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

❖ Premier cas

σ_2 et $\sigma_1 > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0.15 \times a \times L$.

❖ Deuxième cas

σ_2 et $\sigma_1 < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_V = \frac{F_t}{f_e}$.

On compare A_V par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_V < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_V > A_{min}$, on ferraille avec A_V .

❖ Troisième cas

σ_2 et σ_1 Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VIII.6.2. Armatures verticales

Les armatures sont organisées en deux nappes parallèles afin de répondre aux exigences de la flexion composée. Selon le RPA, un pourcentage minimal de ferrailage de 0.15% de la section en béton est requis. Le ferrailage sera disposé de manière symétrique dans le voile en raison de la variation de la direction du séisme. De plus, le diamètre des barres ne devra pas excéder 1/10 de l'épaisseur du voile.

VIII.6.3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, sont réparties de façon uniforme sur toute la longueur du mur ou de l'élément de mur délimité par des ouvertures. Les barres horizontales doivent être orientées vers l'extérieur. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est le suivant :

- 0.15% pour l'ensemble de la section du voile.
- 0.10% pour la zone courante (RPA 2003).

VIII.6.4. Armatures transversales

Les armatures transversales, perpendiculaires aux faces du voile, doivent avoir une densité minimale de 4 par m² si les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Elles doivent maintenir toutes les barres avec un espacement ne dépassant pas 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de 6 mm de diamètre lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm de diamètre dans le cas contraire (RPA 2003).

VIII.6.5. Armatures de coutures

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \dots\dots\dots \text{(VII.30)}$$

$$T = 1.4 V \dots\dots\dots \text{(VII.31)}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.6.6. Exemple de calcul (voile 1 du l'RDJ)

VIII.6.6.1. Données de calcul

Tableau VIII. 28 : Données de calcul

L'épaisseur du voile	$e = b_w = 25 \text{ cm}$
La longueur du voile	$L = 3.72 \text{ m}$
La surface du voile	$B = e \times L = 0.25 \times 3.72 = 0.93 \text{ m}^2$
Bras de levier du voile	$y = \frac{L}{2} = \frac{3.72}{2} = 1.86$
Inertie du voile	$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.25 \times 3.72^3}{12} = 1.07 \text{ m}^4$

VIII.6.6.2. Justification de la stabilité de forme

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (VII.32)$$

B_r : La section réduite du voile.

$$B_r = L \times (e - 0.02) = 3.72 \times (0.25 - 0.02) = 0.86 \text{ m}^2.$$

l_f : La longueur de flambement.

$$l_f = 0.85h = 0.85 \times 3.75 = 3.19 \text{ m}.$$

I : Moment d'inertie.

$$I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{3.72 \times 0.25^3}{12} = 4.84 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

i : Rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4.84 \times 10^{-3}}{0.93}} = 0.072$$

λ : L'élancement géométrique.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3.19}{0.072} = 44.31 \Rightarrow \lambda < 50$$

α : Coefficient.

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = 0.45$$

A_s : Section d'acier minimale.

$$A_{s \text{ min}} = 0.15\%B = 0.15\% \times 0.93 = 1.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 14 \text{ cm}^2.$$

Alors

$$N_u < \overline{N}_u = 0.45 \left(\frac{0.86 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{14 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right) = 7.39 \text{ MN}.$$

Selon le logiciel robot on a $N_u = 2.629 \text{ MN}$.

$$\Rightarrow N_u = 2.629 \text{ MN} < \overline{N}_u = 7.39 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.6.6.3. Sollicitations de calcul

Tableau VIII.29 : Les sollicitations du voile

	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V_{max}
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G + Q ± Ey	216.41	2222.04	434.72
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G ± Ey	-3441.61	2555.47	468.88
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	0,8G ± Ey	-3441.61	2555.47	468.88

VIII.6.6.4. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{N_{corr}}{B} + \frac{M_{max}}{I} \times y = \frac{216.41 \times 10^{-3}}{0.93} + \frac{2222.04 \times 10^{-3}}{1.07} \times 1.86 = 4.10 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_2 = \sigma_{min} = \frac{N_{corr}}{B} - \frac{M_{max}}{I} \times y = \frac{216.41 \times 10^{-3}}{0.93} - \frac{2222.04 \times 10^{-3}}{1.07} \times 1.86 = -3.63 \text{ MPa}.$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

On est dans le 3^{ème} cas, ($\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$) \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée.

▪ Longueur de la zone comprimée

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3.72 \times \frac{4.10}{4.10 + 3.63} = 1.97 \text{ m.}$$

▪ Longueur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 3.72 - 1.97 = 1.75 \text{ m.}$$

▪ Largeur de la bande verticale

$$d = \min\left(\frac{2}{3}l_c; \frac{h}{2}\right) = 1.31 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow d_1 = 1.31 \text{ m et } d_2 = 0.44 \text{ m.}$$

▪ Calculons σ_{t1} et σ_{t2}

$$\sigma_{t2} = \frac{\sigma_2 \times d_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_{t2} = \frac{3.63 \times 0.44}{1.75} = 0.91 \text{ MPa.}$$

Contraintes de traction moyennes

$$\sigma_{t \text{ moy } 1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_{t2}}{2} = \frac{3.63 + 0.91}{2} = 2.27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{t \text{ moy } 2} = \frac{\sigma_{t2} + 0}{2} = \frac{0.91 + 0}{2} = 0.46 \text{ MPa.}$$

▪ Effort de traction moyenne

$$N_{t1} = \sigma_{t \text{ moy } 1} \times e \times d_1 = 2.27 \times 0.25 \times 1.31 = 0.74 \text{ MN.}$$

$$N_{t2} = \sigma_{t \text{ moy } 2} \times e \times d_2 = 0.46 \times 0.25 \times 0.44 = 0.05 \text{ MN.}$$

▪ Section d'acier

$$A_s = \frac{N_{t1}}{f_{st}} = \frac{0.74}{347.83} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 21.3 \text{ cm}^2.$$

$$A'_s = \frac{N_{t2}}{f_{st}} = \frac{0.05}{347.83} = 1.44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

▪ Section totale

$$A_{st} = A_s + A'_s = 21.3 + 1.44 = 22.74 \text{ cm}^2.$$

▪ Armatures minimales

Armatures minimales selon RPA99 v 2003 :

$$0.20\% \times L_t \times e = 0.002 \times 1.75 \times 0.25 = 8.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.75 \text{ cm}^2.$$

Armatures minimales dans la zone courante :

$$0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 3.72 \times 0.25 = 1.40 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 14 \text{ cm}^2.$$

Armatures minimales dans la section globale :

$$0.10\% \times L \times e = 0.0010 \times 3.72 \times 0.25 = 9.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.3 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

▪ Choix d'armatures

$$A_s = \max(A_{st} ; A_{s \min}) = \max(22.74 \text{ cm}^2 ; 14 \text{ cm}^2) = 22.74 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte 2(16HA12) = 36.2 cm².

▪ Espacement

$$S_t = \min(1.5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

✓ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

VIII.6.6.5. Calcul des armatures transversales

▪ Contraintes limites de cisaillement

Tableau VIII.30 : Calcul des contraintes limites de cisaillement

τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
$\frac{1.4 \times V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 434.72 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 3.72} = 0.73 \text{ MPa}$	$0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$	Vérifiée

▪ Section transversale

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau - 0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e} \dots \dots \dots \text{(VII.33)}$$

$k = 0$ (Fissuration préjudiciable).

Donc

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times \gamma_s \times \tau}{0.9 \times f_e} = \frac{0.25 \times 0.2 \times 1.15 \times 0.73}{0.9 \times 400} = 1.17 \times 10^{-4} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte $A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

VIII.6.6.6. Calcul des armatures horizontales

$$A_s = 0.10\% \times L \times e = 0.001 \times 3.72 \times 0.25 = 9.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.3 \text{ cm}^2.$$

✓ On adopte 10T12 = 11.31 cm².

VIII.6.7. Résultats des autres voiles

VIII.6.7.1. Caractéristiques géométriques des voiles

Tableau VIII.31 : Les caractéristiques géométriques des voiles

Voiles	e (m)	L(m)	B (m ²)	y (m)	I (m ⁴)
1	0.25	3.33	0.83	1.67	0.769
2	0.25	1.78	0.45	0.89	0.117
3	0.25	3.72	0.93	1.86	1.072
4	0.25	3.63	0.91	1.82	0.997
5	0.25	3.58	0.90	1.79	0.956
6	0.25	3.53	0.88	1.77	0.916

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.6.7.2. Vérification de la résistance au flambement

Tableau VIII.32 : Vérification de la résistance au flambement

Voiles	B_r (m ²)	L_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	$A_{s \min}$ (cm ²)	\bar{N}_u (MN)	N_u (MN)	$N_u \leq \bar{N}_u$
1	0.766	2.831	0.00434	0.0723	39.16	0.48	12.45	7.02	2.069	Vérifiée
2	0.409	1.513	0.00234	0.0721	20.98	0.59	6.75	4.61	0.910	Vérifiée
3	0.856	3.162	0.00484	0.0721	43.86	0.46	13.95	7.52	1.62	Vérifiée
4	0.835	3.086	0.00473	0.0721	42.80	0.46	13.65	7.33	2.153	Vérifiée
5	0.823	3.043	0.00466	0.0720	42.26	0.47	13.50	7.38	2.838	Vérifiée
6	0.812	3.000	0.00460	0.0723	41.49	0.47	13.20	7.28	3.109	Vérifiée

VIII.6.7.3. Calcul des contraintes dans les voiles

Tableau VIII.33 : Calcul des contraintes et la nature de la section des voiles

Voiles	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Nature de section
1	-926.28	240.65	-0.59	-1.64	S.E.T
2	421.77	118.31	1.84	0.04	S.E.C
3	404.00	2588.65	4.93	-4.06	S.P.C
4	1062.93	-501.26	2.09	0.26	S.E.C
5	-1294.47	-2147.75	2.58	-5.74	S.P.C
6	-1275.55	-301.33	-0.86	-2.02	S.E.T

VIII.6.7.4. Calcul des forces

a. Dans les voiles entièrement comprimées (section entièrement comprimée)

Tableau VIII.34 : Calcul des forces dans les voiles entièrement comprimées

Voiles	d_1 (m)	d_2 (m)	d_3 (m)	σ_{t1} (MPa)	σ_{t2} (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}1}$ (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}2}$ (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}3}$ (MPa)	N_{u1} (MN)	N_{u2} (MN)	N_{u3} (MN)
2	0.89	0.89	/	/	0.93	/	1.39	0.49	/	0.31	0.11
4	1.21	1.21	1.21	1.49	0.88	1.79	1.19	0.57	0.54	0.36	0.16

b. Dans la zone tendue des voiles (section partiellement comprimée)

Tableau VIII.35 : Calcul des forces dans les voiles partiellement comprimées

Voile	L_c (m)	L_t (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	σ_{t2} (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}1}$ (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}2}$ (MPa)	N_{u1} (MN)	N_{u2} (MN)
3	2.04	1.68	1.36	0.32	0.77	2.42	0.39	0.82	0.03
5	1.1	2.48	0.73	1.75	2.56	4.05	1.28	0.74	0.56

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

c. Dans les voiles entièrement tendue (section entièrement tendue)

Tableau VIII.36 : Calcul des forces dans les voiles entièrement tendue

Voiles	d1 (m)	d2 (m)	d3 (m)	σ_{t1} (MPa)	σ_{t2} (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}1}$ (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}2}$ (MPa)	$\sigma_{t \text{ moy}3}$ (MPa)	N_{u1} (MN)	N_{u2} (MN)	N_{u3} (MN)
1	1.11	1.11	1.11	1.29	0.94	1.47	1.12	0.76	0.41	0.31	0.21
6	1.18	1.18	1.17	1.63	1.24	1.83	1.44	1.05	0.54	0.42	0.31

Choix d'armatures

a. Voiles entièrement comprimée

Tableau VIII.37 : Choix d'armatures (section entièrement comprimée)

Voile	A_{st}	A_{sRPA}	Choix d'armature	Espacement (cm)
2	12.04	6.68	2(6T12) = 13.57 cm ²	20
4	30.46	13.61	2(14HA12) = 31,66 cm ²	20

b. Voiles partiellement comprimée

Tableau VIII.38 : Choix d'armatures (section partiellement comprimée)

Voile	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix d'armature	Espacement (cm)
3	23.44	13.95	2(11T12) = 24.88 cm ²	20
5	37.39	13.43	2(16T12) = 38.46 cm ²	20

c. Voiles entièrement tendue

Tableau VIII.39 : Choix d'armatures (section entièrement tendue)

Voile	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix d'armature	Espacement (cm)
1	26.73	12.48	2(12T12) = 27.14 cm ²	20
6	36.50	13.24	2(16T12) = 38.46 cm ²	20

VIII.6.7.5. Vérification des contraintes de cisaillement

Tableau VIII.40 : Vérification des contraintes de cisaillement

Voile	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	8.49	0.016	5	Vérifiée
2	16.32	0.057	5	Vérifiée
3	360.96	0.60	5	Vérifiée
4	221.29	0.38	5	Vérifiée
5	272.20	0.47	5	Vérifiée
6	9.17	0.05	5	Vérifiée

VIII.6.7.6. Armatures transversales

Tableau VIII.41 : Les armatures horizontales des voiles

Voile	A_h (cm ²)	$A_{h\ RPA}$ (cm ²)	Choix d'armature
1	0.03	8.33	2(5HA12) = 11,31cm ² .
2	0.09	4.45	2(5HA8) = 5,03 cm ² .
3	0.96	9.3	2(5HA12) = 11,31cm ² .
4	0.61	9.01	2(5HA12) = 11,31cm ² .
5	0.75	8.95	2(5HA12) = 11,31cm ² .
6	0.08	8.83	2(5HA12) = 11,31cm ² .

VIII.6.8. Schéma de ferrailage

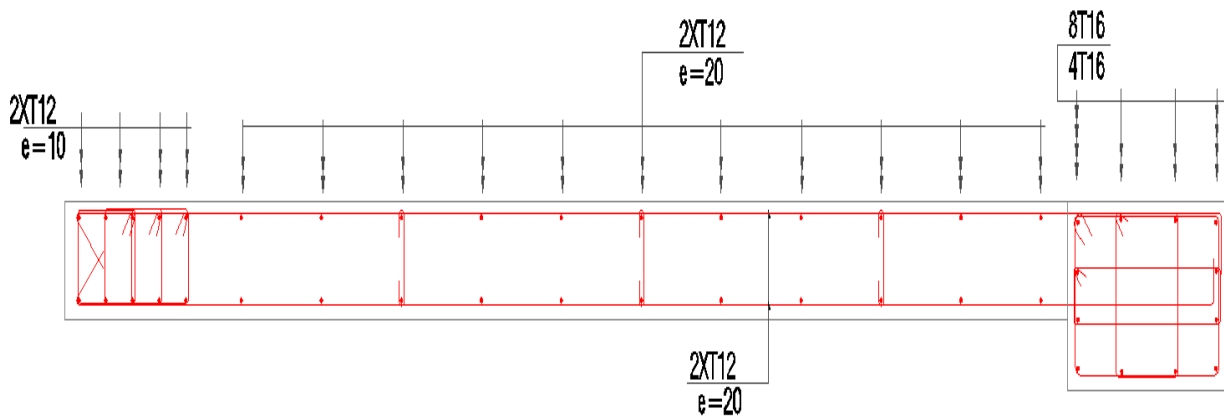


Figure VIII.5 : Schéma de ferrailage du voile

VIII.7. Conclusion

Le ferrailage des éléments porteurs comme les poteaux, les poutres et les voiles est un aspect clé dans la conception de notre structure. Chaque élément joue un rôle précis : les poteaux absorbent les charges verticales, les poutres supportent les charges horizontales et les voiles résistent aux contraintes latérales. Un ferrailage approprié permet d'assurer une répartition efficace des forces et d'éviter les défaillances sous les différentes sollicitations. L'optimisation du ferrailage, en termes de qualité et de répartition des armatures, est essentielle pour garantir une performance durable et sécurisée de l'ouvrage.

CHAPITRE IX :
Étude des fondations

Chapitre IX : Étude des fondations

IX.1.Introduction

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol. Auquel il va transmettre toute les charges tel que les charges verticaux (les charges permanentes, les charges variables), et des charges horizontales (la poussé de la terre, la poussé d'eau).

Pour assurer la stabilité d'ouvrage et des fondations, on prend en considérations les conditions suivantes :

- Éviter ou limiter les tassements différentiels de terrain.
- Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (drainage périphérique /nécessaire).
- Éviter les glissements des terrains.

IX.2.Type des fondations

Il y a trois types principaux

Tableau IX.1 : Les types des fondations

Fondations superficielles	Fondations profondes	Fondations semi profondes
$D/B < 4$	$D/B \geq 10$	$4 \leq D/B < 10$

IX.3.Choix des fondations

Le choix des fondations dépend au :

- Type d'ouvrage à fonder.
- La résistance du sol (capacité portante).
- L'aspect économie.
- La facilité de réalisation.
- Profondeur de bon sol.

IX.4.Semelle isolée sous poteaux

IX.4.1.Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour poteau circulaire

$$\sigma_u = \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(IX. 1)}$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \overline{\sigma_{sol}} = 0.13 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(IX.2)}$$

$$\frac{N}{\bar{\sigma}} = \max \left\{ \frac{N_u}{\sigma_u}; \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \right\} \dots\dots\dots \text{(IX.3)}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{\bar{\sigma}} = \max \{15.44; 17.17\} = 17.17 \text{ m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}}} \dots\dots\dots \text{(IX.4)}$$

Avec

N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle $N_{ser} = 2232.45 \text{ KN}$.

Chapitre IX : Étude des fondations

N_u : Charge à l'ELU appliquée en tête de la semelle $N_u = 3088.23$ KN.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible ($\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$).

B : La longueur et la largeur de la semelle.

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}}} = \sqrt{\frac{2232.45}{130}} = 4.1 \text{ m.}$$

✓ On choisit $B = 4.2$ m.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{projet}} \leq 50\% \dots\dots\dots (IX.5)$$

Tableau IX.2 : Le condition de chois des semelles

S _{semelle} (m ²)	S _{projet} (m ²)	S _{semelle} / S _{projet}	Condition
$30 \times 4.2^2 = 529.2$	1542.16	34 %	Condition vérifié

➤ la condition est vérifiée donc la semelle utilisée est une semelle isolée.

❖ Calculer la hauteur

$$H = d + \text{encrage} \dots\dots\dots (IX.6)$$

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right\} \dots\dots\dots (IX.7)$$

Avec

A ; B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.

a ; b : La longueur et la largeur du poteau respectivement.

Tableau IX.3 : L'encrage de la fondation

A (m)	B (m)	a (m)	b (m)	$\frac{B-b}{4}$	$\frac{A-a}{4}$	d (m)
4.2	4.2	0.75	0.75	0.86	0.86	0.9

✓ $H = 0.9 + 0.05 = 0.95$ m.

❖ Vérification de la condition de la portance du sol

$$\sigma_F = \frac{N_{ser} + PP_{semelle}}{A \times B} \dots\dots\dots (IX.8)$$

$$\sigma_F = \frac{2.23216 + (0.025 \times 4.2^2 \times 0.95)}{4.2^2} = 0.15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_F \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Le ferrailage de la semelle

$$A_{s//B} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{su}} \dots\dots\dots (IX.9)$$

$$A_{s//B} = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots (IX.10)$$

Chapitre IX : Étude des fondations

$$A_{s//A} = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times f_{su}} \dots\dots\dots (IX.11)$$

$$A_{s//A} = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots (IX.12)$$

Avec

N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle N_{ser} = 2232.45 KN.

N_u : Charge à l'ELU appliquée en tête de la semelle N_u = 3088.23 KN.

A_{s//B} : La section d'armature suivant x.

A_{s//A} : La section d'armature suivant y.

σ_{st} : La contrainte de l'acier dans l'état de service.

f_{su} : Limite d'élasticité de l'acier.

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (IX.13)$$

• **Cas de la fissuration préjudiciable FP**

Selon C.B.A [4.5.3.3]

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \dots\dots\dots (IX.14)$$

Tableau IX.4 : La section de ferrailage calculée

	f _{su} (MPa)	σ _{st} (MPa)	A _{s//B} (cm ²)	A _{s//A} (cm ²)
ELU	347.83	201.63	42.5	42.5
ELS	347.83	201.63	53.05	53.05

→ Donc on a choisi d'après le tableau de ferrailage

Tableau IX.5 : Récapitulatif du ferrailage

	A _{s//B} (cm ²)	A _{s//A} (cm ²)
ELU	28 HA 14 = 43.10	28 HA 14 = 43.10
ELS	35 HA 14 = 53.88	35 HA 14 = 53.88

✓ On choisit le cas plus défavorable 35 HA 14 = 53.88 cm².

❖ **L'espacement**

$$e \geq \frac{420}{34} \dots\dots\dots (IX.15)$$

Tableau IX.6 : L'espacement entre les barres

	Suivant x	Suivant y
e (cm)	15	15

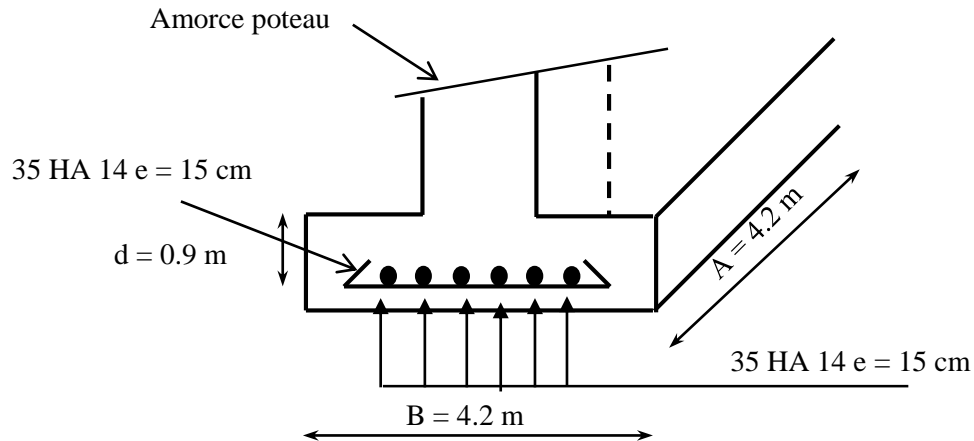


Figure IX.1 : Le schéma de ferrailage d'un semelle isolée (4.2 x 4.2) m²

IX.4.2. Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour poteau rectangulaire

$$\frac{N}{\sigma} = \max \{15.44; 17.17\} = 17.17 \text{ m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma}}$$

Avec

N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle N_{ser} = 1372.93 KN.

N_u : Charge à l'ELU appliquée en tête de la semelle N_u = 1895.87 KN.

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma}} = \sqrt{\frac{1372.93}{130}} = 3.25 \text{ m.}$$

✓ On choisit B = 3.5 m.

❖ Calculer la hauteur

$$H = d + \text{encrage}$$

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4} \right\}$$

Avec

A ; B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.

a ; b : La longueur et la largeur du poteau respectivement.

Tableau IX.7 : L'encrage de la semelle

A (m)	B (m)	a (m)	b (m)	$\frac{B-b}{4}$	$\frac{A-a}{4}$	d (m)
3.5	3.5	0.45	0.60	0.73	0.76	0.8

✓ H = 0.8 + 0.05 = 0.85 m.

Chapitre IX : Étude des fondations

❖ Vérification de la condition de la portance du sol

$$\sigma_F = \frac{N_{ser} + PP_{semelle}}{A \times B} \dots\dots\dots (IX.16)$$

$$\sigma_F = \frac{1.37293 + (0.025 \times 3.5^2 \times 0.85)}{3.5^2} = 0.13 \text{ MPa.}$$

$\sigma_F \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Le ferrailage de la semelle

$$A_{s//B} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{su}}$$

$$A_{s//B} = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{s//A} = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times f_{su}}$$

$$A_{s//A} = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Tableau IX.8 : La section de ferrailage calculée

	fsu (MPa)	σ_{st} (MPa)	As//B (cm ²)	As//A (cm ²)
ELU	347.83	201.63	25.98	24.70
ELS	347.83	201.63	32.45	30.85

➔ Donc on a choisi d'après le tableau de ferrailage

Tableau IX.9 : Récapitulatif du ferrailage

	As//B (cm ²)	As//A (cm ²)
ELU	17 HA 14 = 26.17	17 HA 14 = 26.17
ELS	24 HA 14 = 36.936	24 HA 14 = 36.936

✓ On choisit le cas plus défavorable 24 HA 14 = 36.936 cm².

❖ L'espacement

$$e \geq \frac{350}{23} \dots\dots\dots (VIII.17)$$

Tableau IX.10 : L'espacement entre les barres

	Suivant x	Suivant y
e (cm)	15	15

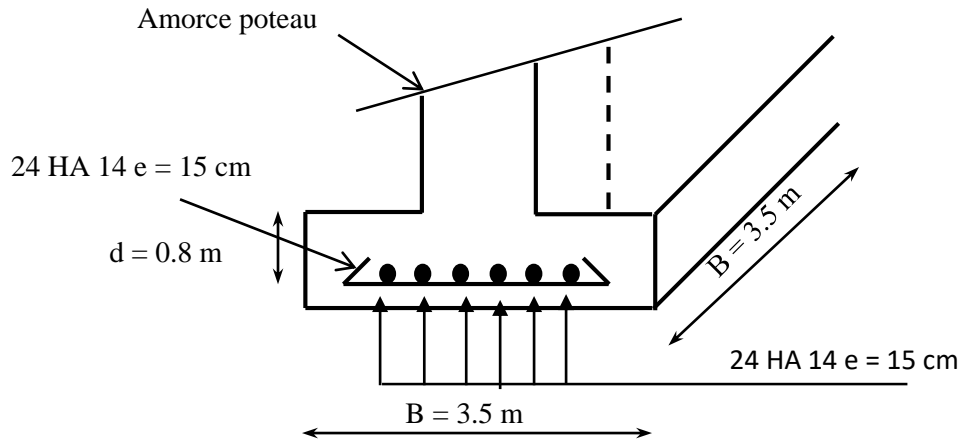


Figure IX.2: Le schéma de ferrailage d'un semelle isolée 3.5 x 3.5 m²

IX.5. Étude de semelle filante sous voile

Il existe deux méthodes :

- Méthode des bielles.
- Méthode des consoles.

✓ La méthode utilisée dans le calcul est : la méthode des bielles.

❖ **Pré- dimensionnement de semelle filante**

➔ On a prend A = 1m.

$$\frac{N}{\sigma} = \max \{2.03; 2.27\} = 2.27 \text{ m}^2.$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma} \dots\dots\dots (IX.18)$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma} = \frac{295.36}{130} = 2.27 \text{ m}.$$

➔ On a prend B = 2.3 m.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{projet}}} \leq 50\%$$

Tableau IX.11 : Le condition de choix de la semelle

S _{semelle} (m²)	S _{projet} (m²)	S _{semelle} / S _{projet}	Condition
14 × 2.3 × 4 = 128.8	1542.16	8.35 %	Condition vérifié

➤ la condition est vérifiée donc la semelle utilisée est semelle filante.

❖ **Calculer la hauteur**

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-b}{4} \right\}$$

Chapitre IX : Étude des fondations

Avec

A ; B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.

a ; b : La longueur et la largeur du poteau respectivement.

Tableau IX.12 : L'encrage de la semelle

B (m)	b (m)	$\frac{B-b}{4}$	d (m)
2.3	0.25	0.56	0.6

$$\checkmark H = 0.6 + 0.05 = 0.65 \text{ m.}$$

❖ Vérification de la condition de la portance du sol :

$$\sigma_F = \frac{N_{ser} + PP_{semelle}}{A \times B}$$

$$\sigma_F = \frac{0.29536 + (0.025 \times 1 \times 2.3 \times 0.25)}{1 \times 2.3} = 0.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_F \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Le ferrailage de la semelle :

$$A_{s//B} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{su}}$$

$$A_{s//A} = \frac{A_{s//B}}{4} \times B \dots\dots\dots (IX.19)$$

Tableau IX.13 : La section de ferrailage calculée

	f _{su} (MPa)	σ _{st} (MPa)	As//B (cm ²)	As//A (cm ²)
ELU	347.83	201.63	5.97	3.43

➔ Donc on a choisi d'après le tableau de ferrailage

Tableau IX.14 : Récapitulatif du ferrailage

	As//B (cm ²)	As//A (cm ²)
ELU	6 HA 12 = 6.786	6 HA 12 = 6.786

➤ On choisit le cas plus défavorable 6 HA 12 = 6.786 cm² suivant x, et suivant y.

❖ L'espacement

Tableau IX.15 : Récapitulatif du ferrailage

	Suivant x	Suivant y
e (cm)	20	20

Chapitre IX : Étude des fondations

❖ La disposition constructive des armatures

Pour déterminer la longueur des barres on compare A_s à la longueur de semelle.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \dots\dots\dots (IX.20)$$

$$\tau_s = 0.6 \times (\Psi_s^2 \times f_{tj}) \dots\dots\dots (IX.21)$$

Avec Ψ_s : facteur d'adhérence. $\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1 : \text{Les ronds lisses.} \\ \Psi_s = 1.5 : \text{Pour les autres cas.} \end{array} \right.$

Si $\left\{ \begin{array}{l} L_s > \frac{B}{4} \Rightarrow \text{Semelle avec des enclaves courbes.} \\ \frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \text{Semelle ne comporte pas des courbes.} \\ L_s \leq \frac{B}{8} \Rightarrow \text{Placées en alternance.} \end{array} \right.$

Tableau IX.16 : Le comportement des courbes

τ_s (MPa)	L_s (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	$\frac{B}{8}$ (m)	Décision
2.83	0.42	0.575	0.288	La semelle ne comporte pas des courbes

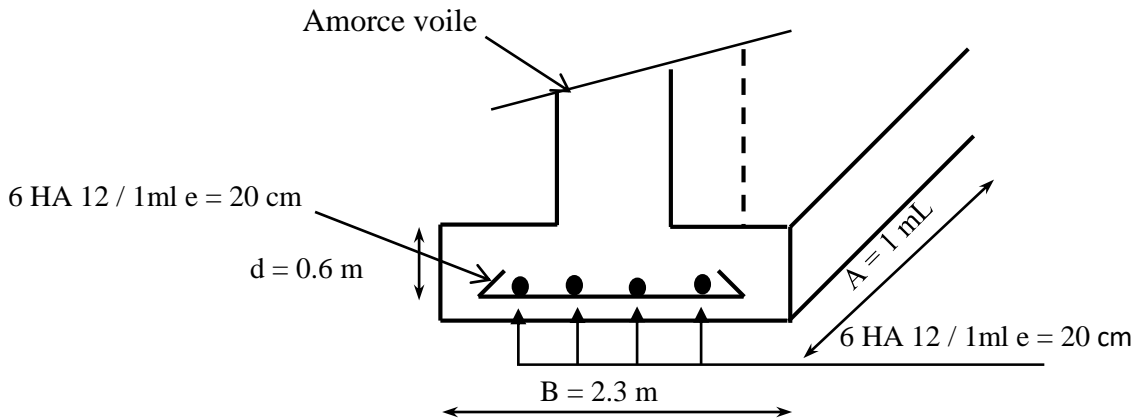


Figure IX.3 : Le schéma de ferrailage d'un semelle fillante

IX.6.Vérification de poinçonnement

$$a_1 = a + h \dots\dots\dots (IX.22)$$

$$b_1 = b + h \dots\dots\dots (IX.23)$$

$$a_2 = a + 2h \dots\dots\dots (IX.24)$$

$$b_2 = b + 2h \dots\dots\dots (IX.25)$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \dots\dots\dots (IX.26)$$

Chapitre IX : Étude des fondations

$$\dot{P}_u = (N_u + 1.35 PP) \times \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{A \times B}\right) \dots\dots\dots (IX.27)$$

Tableau IX.17 : Vérification de poinçonnement

Type de semelle	a (m)	b (m)	h (m)	a1 (m)	b1 (m)	a2 (m)	b2 (m)	Uc (m)	P'u (MN)
Semelle isolée	0.75	0.75	0.95	1.7	1.7	2.65	2.65	6.8	2.20
Semelle isolée	0.60	0.45	0.85	1.45	1.3	2.3	2.15	5.5	1.34
Semelle filante	4	0.25	0.55	4.15	0.8	4.8	1.35	9.9	0.16

$$\dot{P}_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (IX.28)$$

Tableau IX.18 : Vérification des conditions de résistance des semelles

Type de semelle	P'u (MN)	0.045 Uc h fc28/ γb	Condition
Semelle isolée	2.20	4.8	Vérifiée
Semelle isolée	1.34	3.51	Vérifiée
Semelle filante	0.16	4.92	Vérifiée

IX.7. Étude de longrine

IX.7.1. Pré-dimensionnement

D'après RPA 2003 [10.1.1] on a

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots (IX.29)$$

Avec

N : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée donné par le tableau suivant :

Tableau IX.19 : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (RPA 2003)

Site	Zone		
	I	II	III
S1	/	/	/
S2	/	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Chapitre IX : Étude des fondations

Tableau IX.20 : Vérification de condition de RPa2003

N (KN)	α	F (KN)	Condition
3088.23	15	205.88	vérifiée

$$\frac{F}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots \text{(IX.30)}$$

$$S \geq \frac{F}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{205.88 \times 10}{200} = 10.29 \text{ cm}^2.$$

D'après les conditions de RPA 2003 Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂.

✓ On choisit la section transversale : 45 cm x 30 cm.

IX.7.2.ferraillage

D'après RPA 2003 [10.1.1] Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 ϕ_1).

$$A_s = \frac{0.6}{100} \times 45 \times 30 = 8.1 \text{ cm}^2.$$

→ Donc on a choisi d'après le tableau de ferraillage

4 HA14 et 4 HA 16 de section égale 14.2 cm².

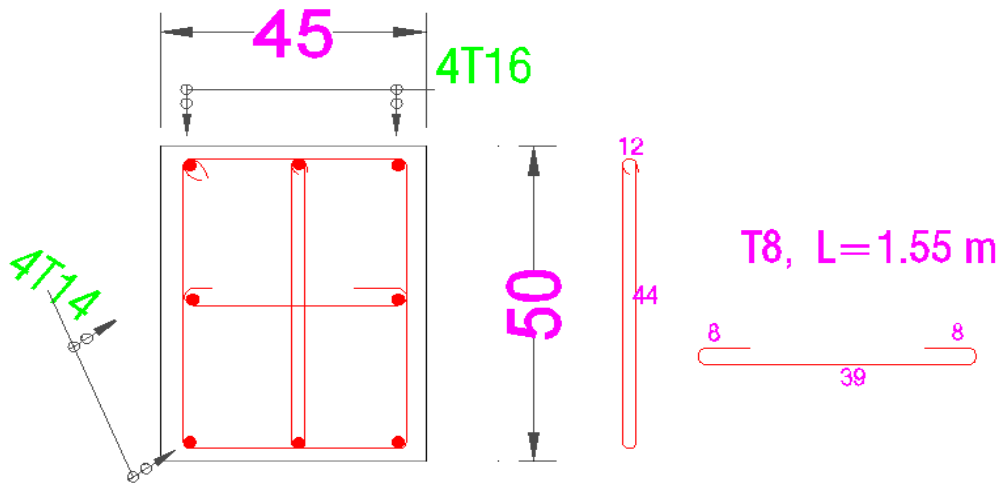


Figure IX.4 : Le schéma de ferraillage de longrine

IX.8.Étude des voiles périphériques

Les structures situées sous le niveau de base (comme les vides sanitaires avec poteaux courts) doivent inclure un voile périphérique continu entre les fondations et le niveau de base. Cependant, cette exigence est facultative en zone I pour les maisons individuelles, bâtiments similaires, ou toute construction de hauteur ≤ 10 m. Si la construction comporte des blocs séparés par des joints de rupture, chaque bloc doit être entouré par son propre voile périphérique (RPA 2003).

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Chapitre IX : Étude des fondations

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) (RPA 2003).

Tableau IX.21 : Ferrailage des voiles périphériques

Sens	La section (m ²)	Armatures minimum (cm ²)	Epaisseur (cm)	Armatures choisi (cm ²)
horizontal	0.27	2.7	15	10 HA 10 / As = 7.85cm ²
vertical	0.15	1.5		8 HA 10 / As = 6.28cm ²

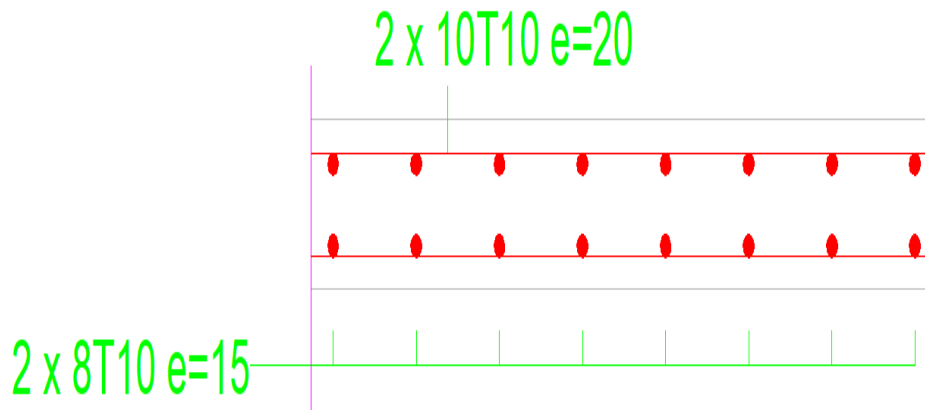


Figure IX.5 : Le schéma de ferrailage des voiles périphériques

IX.9.Conclusion

L'étude des fondations est essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité d'un ouvrage. Ce chapitre a mis en évidence l'importance de l'analyse du sol, du choix du type de fondation et de son dimensionnement. Une fondation bien conçue permet une transmission efficace des charges et prévient les désordres structurels, garantissant ainsi la sécurité du projet.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce projet, nous avons réalisé une étude détaillée d'un bloc administratif au nouveau pôle universitaire de 1955 de Skikda.

Cette étude vient clore un projet de longue haleine qui s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'analyse d'un projet de génie civil, où pouvons-nous dire que cette étude nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cursus d'études, d'améliorer nos connaissances en nous appuyant sur des documents techniques talque **l'RPA99 v2003**, ainsi que sur des logiciels comme **Robot Structural Analysis Professional 2024** et de certaines méthodes spécifiques.

Ce travail de recherche nous a permis de dégager plusieurs conclusions, parmi lesquelles les plus significatives sont les suivantes :

- Il convient d'insister sur l'importance de garantir non seulement la qualité des matériaux utilisés, mais aussi la rigueur dans leur mise en œuvre. L'effondrement d'une structure peut résulter aussi bien de matériaux inadéquats que d'une exécution négligée.
- Selon l'étude menée, il est essentiel de souligner que, dans le cadre de la conception parasismique, une collaboration étroite entre le technicien civil et l'architecte dès les premières phases du projet est primordiale. Cela permet d'éviter les conceptions inadéquates et de garantir une sécurité parasismique efficace sans engendrer de surcoût significatif.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'analyse de l'effort normal réduit a conduit à revoir à la hausse les sections des poteaux par rapport aux dimensions prévues lors du pré-dimensionnement.
- Les semelles filantes et les semelles isolées se sont avérées être le type des fondations le plus adéquat pour notre structure.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- AFGC. (2014). Recommandations pour la conception des structures en béton armé selon l'état limite ultime.
- AFNOR. (2012). NF EN 197-1 - Ciment - Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants. Association Française de Normalisation.
- AFNOR. (2016). NF EN 13501-2: Classement au feu des produits et éléments de construction - Partie 2 : Classification à partir des données d'essais de résistance au feu.
- AFNOR. (2019). NF EN ISO 527-1. Plastiques — Détermination des propriétés en traction — Partie 1 : Principes généraux.
- Autodesk, I. (2022). Revit user guide (Version 2023) [Manuel utilisateur].
- Azhar, S. (2011). Building information modeling (BIM): Trends, benefits, risks, and challenges for the AEC industry. *Leadership and Management in Engineering*, 11(3), 241–252.
- BAEL 91. (s.d.). Béton armé aux états limites (version 1991).
- Baïetto, J. (2011). Structures : Calcul et dimensionnement des éléments porteurs (2e éd.). Dunod.
- Bolt, B. A. (1982). Les tremblements de terre. (P. I. Science, Éd.)
- Callister W. D & Rethwisch, D. G. (2014). *Materials Science and Engineering: An Introduction* (9th ed.).
- Callister, W. D. (2018). *Materials Science and Engineering: An Introduction* (10th ed.).
- CBA 93 . (s.d.).
- CSTB. (2014). Guide de la sécurité incendie dans les bâtiments d'habitation. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
- Delplace, P. (2016). BIM et Maquette numérique : Pour des constructions durables. Eyrolles.
- DTR BC 2.2. (s.d.).
- Eurocode 8. (s.d.).
- Fédération Française des Tuiles et Briques (FFTB). (n.d.). La brique en terre cuite : un matériau ancestral et performant. <https://www.terreal.fr> (consulté en 2025). (s.d.).
- FFTB. (2025). (Fédération Française des Tuiles et Briques (FFTB). (n.d.). La brique en terre cuite : un matériau ancestral et performant. . .
- Forest, S. &. (2013). Matériaux composites et structures. Dunod.
- Gere, J. M. (2012). *Mechanics of Materials* (8th ed.). Cengage Learning.
- K, E. C. (2011).
- Kassem, M. S. (2015). Building Information Modelling: Protocols and Standards. In *Building Information Modelling: Concepts and Technologies* (pp. 43–60). IGI Global.
- Les BIM's. (s.d.). Consulté le 2024, sur NOVATR: <https://www.novatr.com/blog/bim-with-cad-and-cae>.

Bibliographie

Les escaliers. (s.d.). Consulté le 2024, sur Autodesk Revit LT 2015: <https://help.autodesk.com/view/RVTLT/2015/FRA/?guid=GUID-D4861B15-29FF-49F8-B292-39AD62EBCDD3>.

Les types d'acier. (s.d.). Consulté le 06 13, 2025, sur Alibaba: <https://french.alibaba.com/product-detail/Reinforced-Concrete-Iron-Rods-12mm-16mm-1601195271023.html>.

Les types de brique en terre cuite. (2022). Consulté le 06 13, 2025, sur Béton direct: <https://www.toutsurlebeton.fr/mise-en-oeuvre/quelle-brique-choisir-pleine-creuse-ou-monomur/>

Moniteur, L. (2014). Façades légères et murs-rideaux. Paris : Groupe Moniteur.

Montagner, J.-P. (1997). Sismologie : La musique de la Terre. (Hachette, Éd.)

Mur rideau VEP. (2024). Consulté le 12 12, 2024, sur <https://www.batiplac.com/mur-rideau.html>.

Neville, A. M. (2011). Properties of Concrete (5th ed.). Pearson Education Limited.

Reddy, J. N. (2019). An introduction to the finite element method (4th ed.). McGraw-Hill Education.

RPA 2003. (s.d.).

RPA 2024. (s.d.).

Shearer, P. M. (2009). Introduction to seismology (2nd ed.). Cambridge University Press.

Wang J, X. C. (2018). Integration of BIM and IoT for facility management: A review. Journal of Cleaner Production, 208, 1434–1449.

Zhou, Z. &. (2020). Predictive maintenance using BIM and machine learning techniques. Journal of Construction Engineering and Management, 146(8), 04020080.

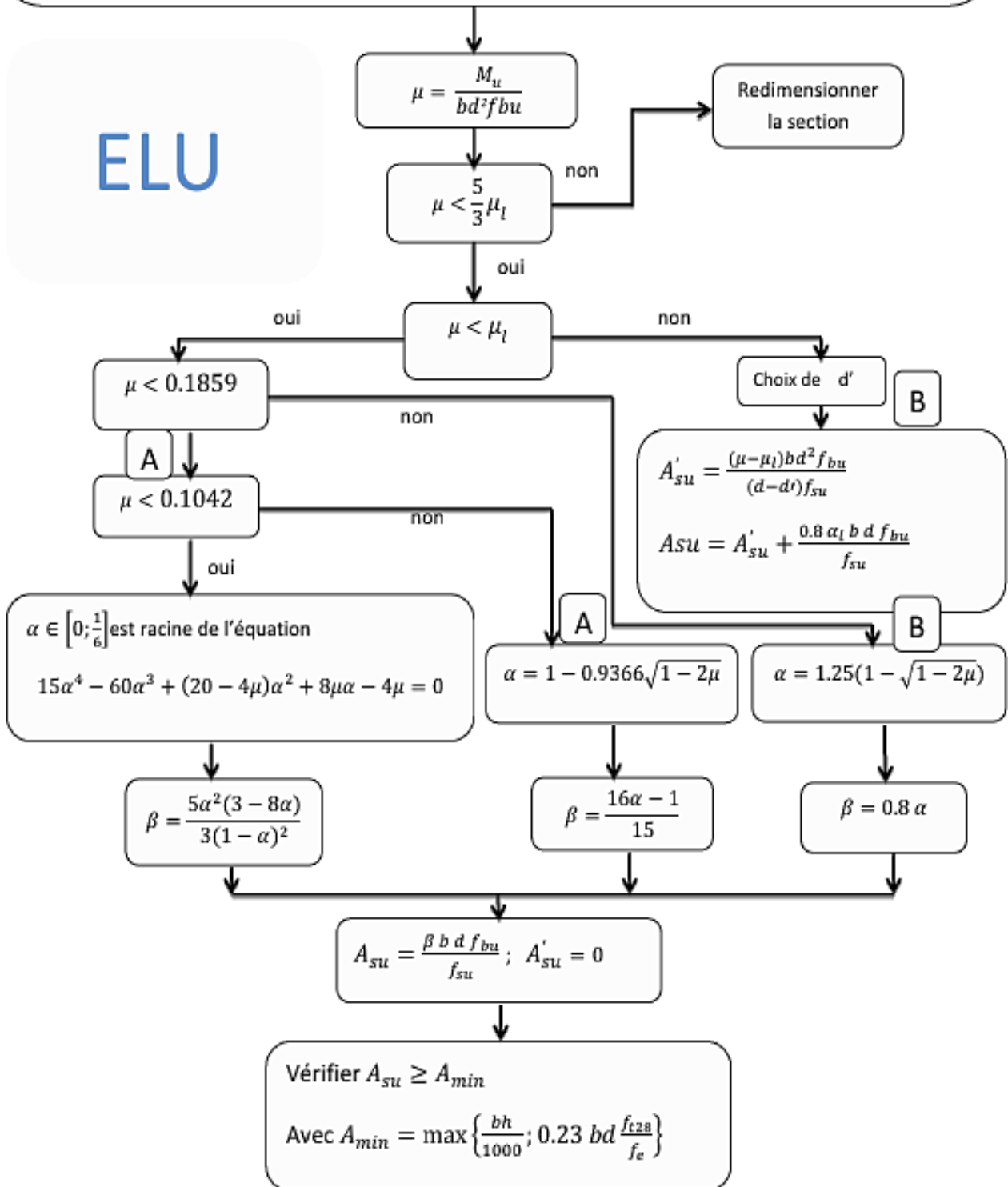
Zienkiewicz, O. C. (2000). The finite element method (5th ed.). Butterworth-Heinemann.

LES ANNEXES

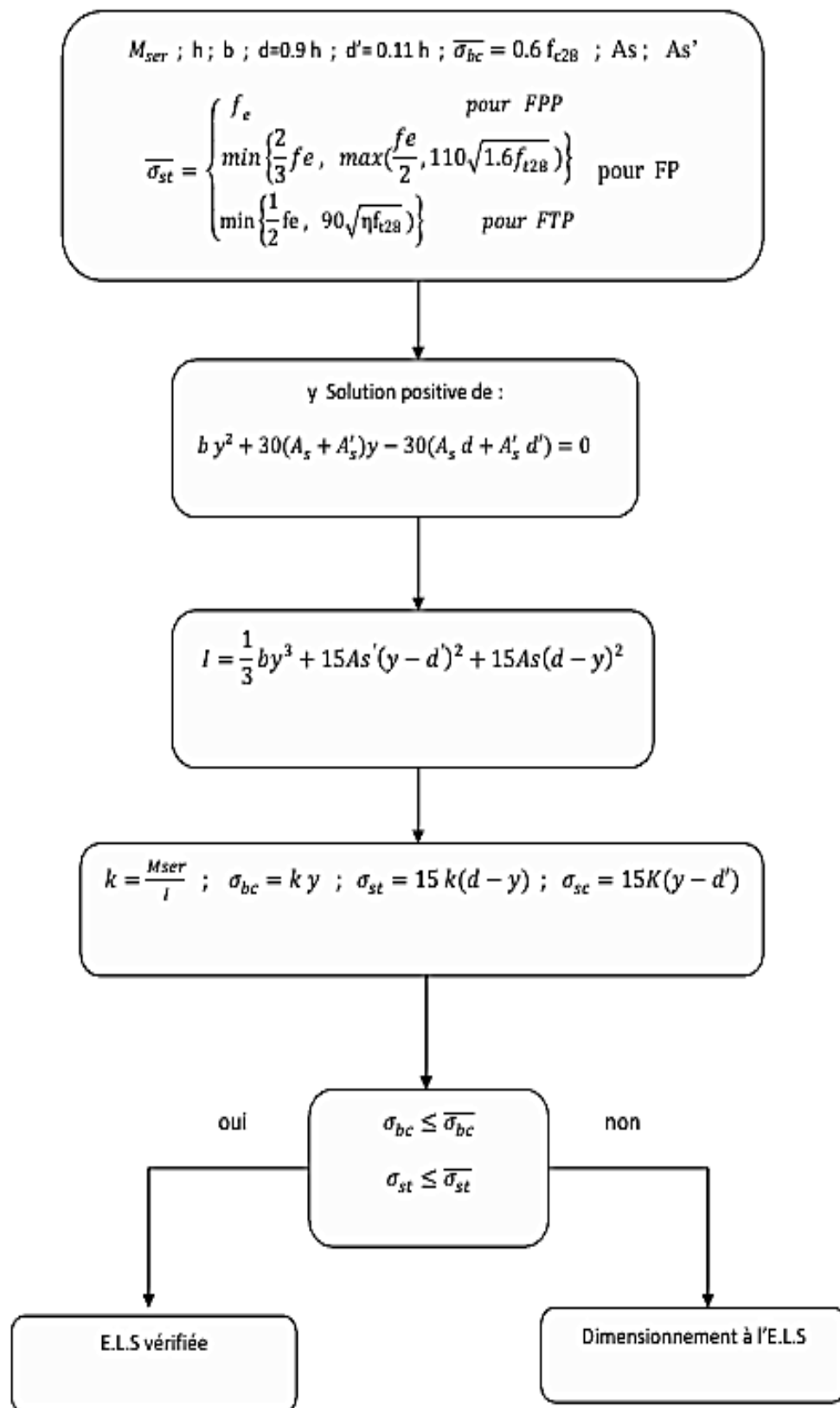
Flexion simple

$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa} ; \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/100) ; \alpha_l = \frac{7}{7+2\epsilon_l} ;$
 $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

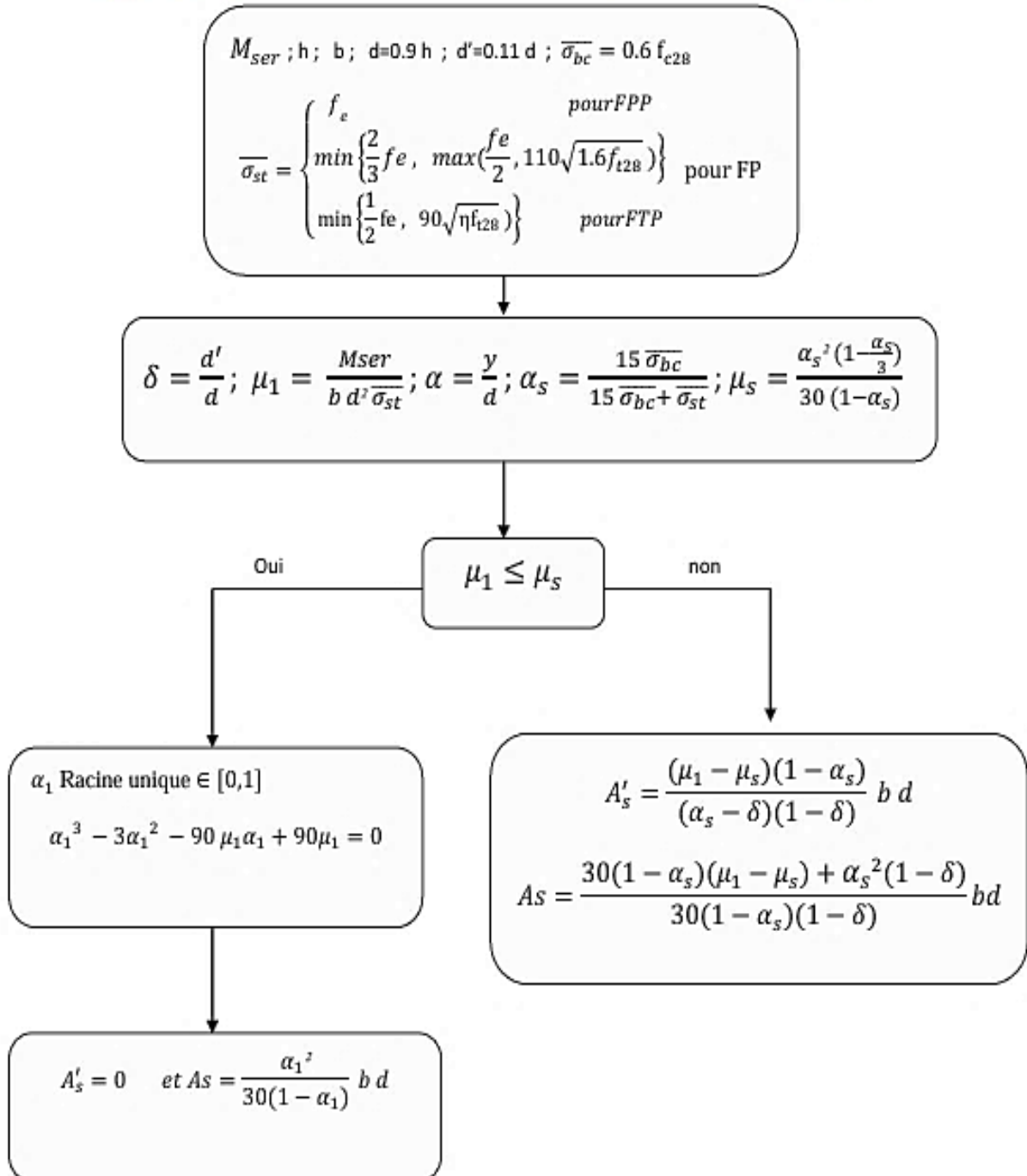
ELU



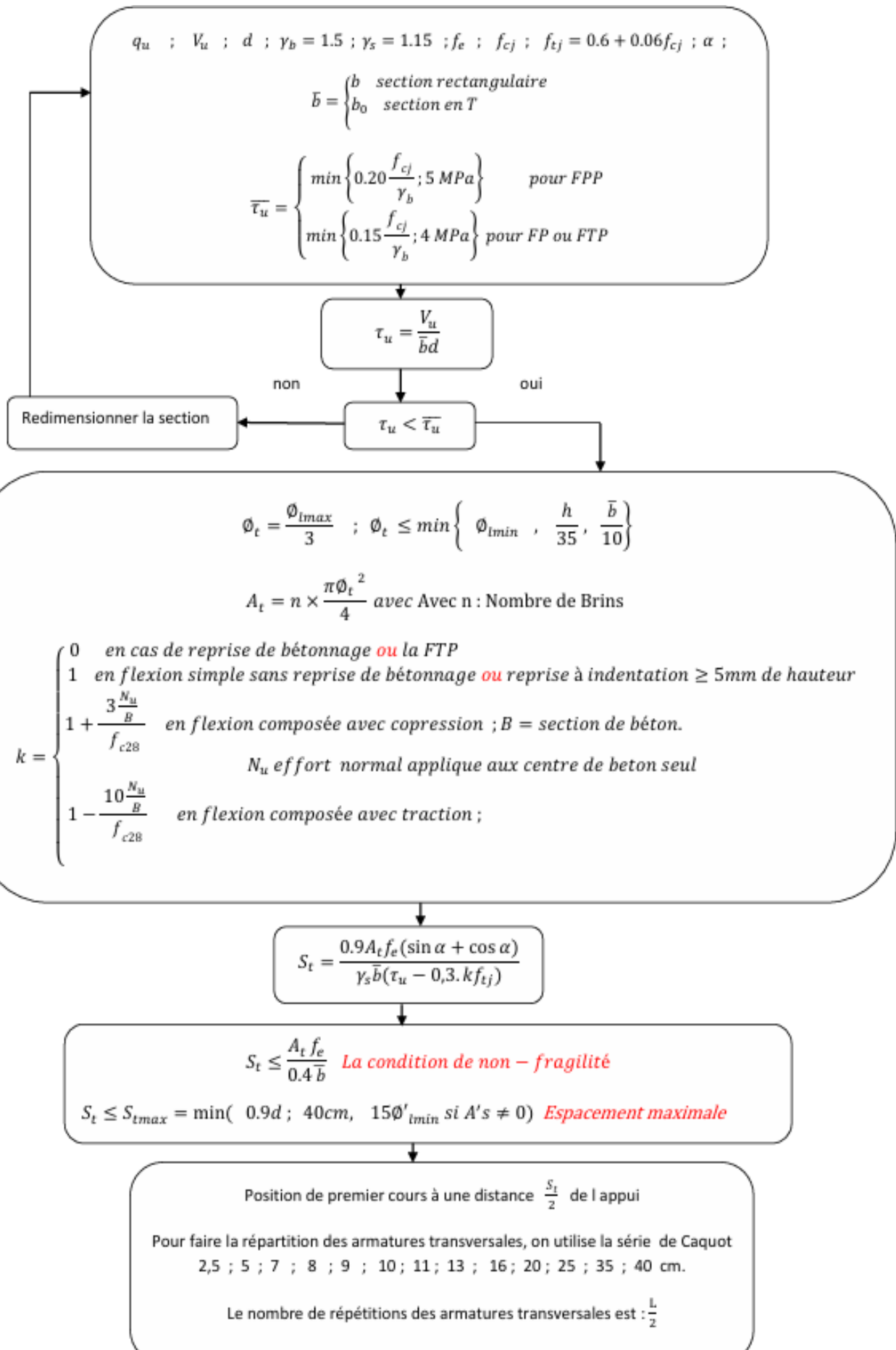
Vérification à E.L.S



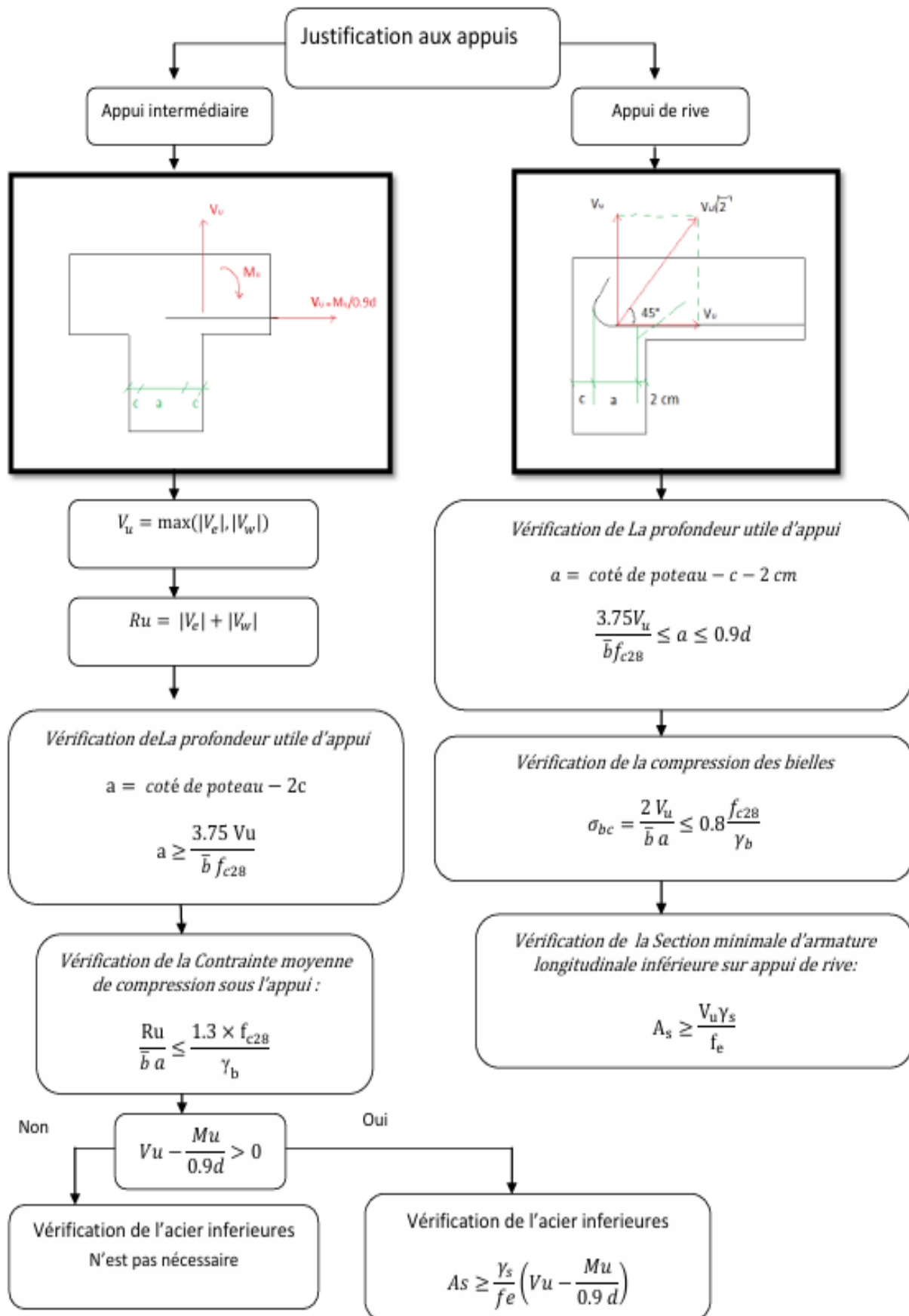
Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire



Effort tranchant



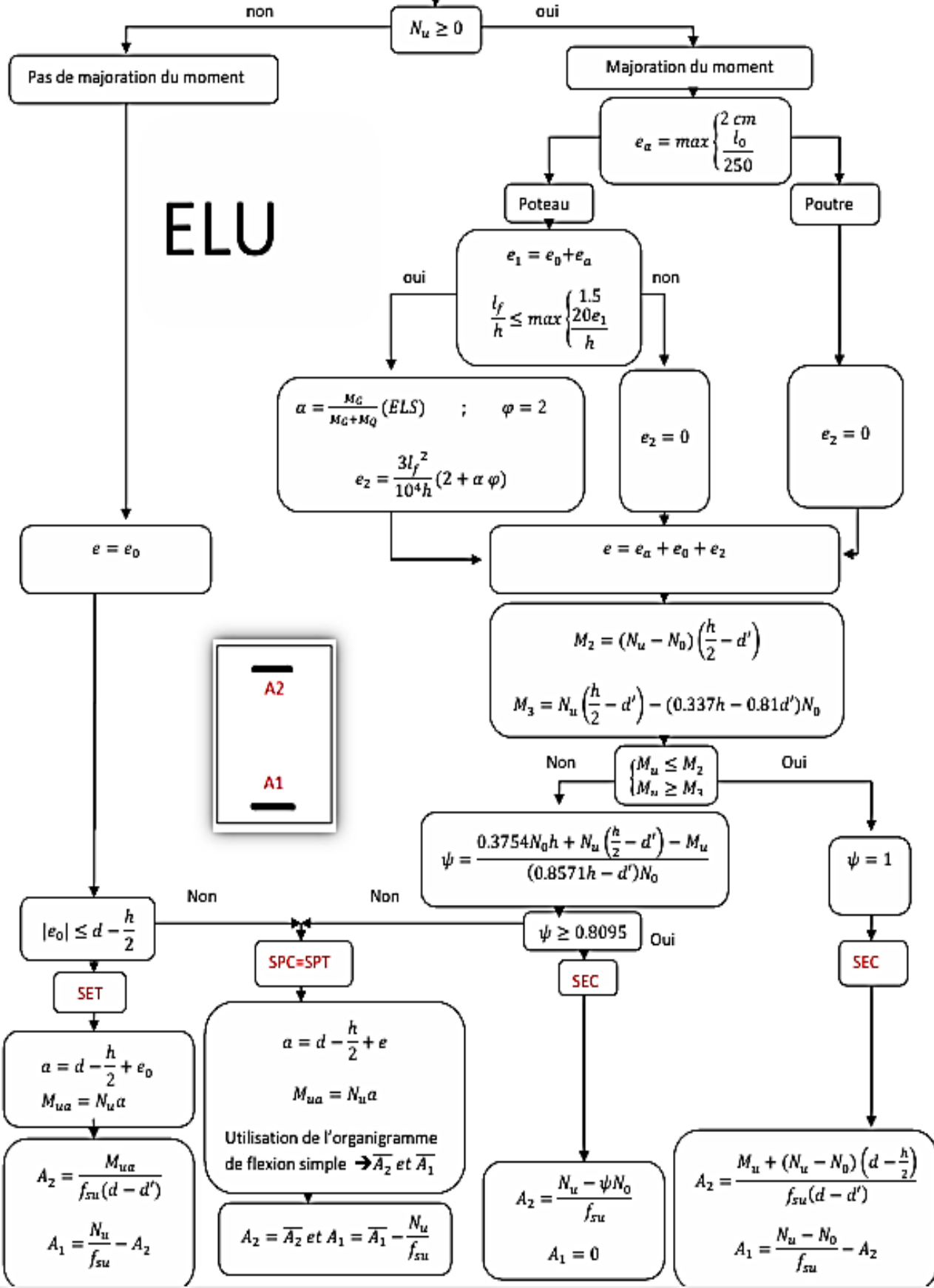
Justification aux appuis



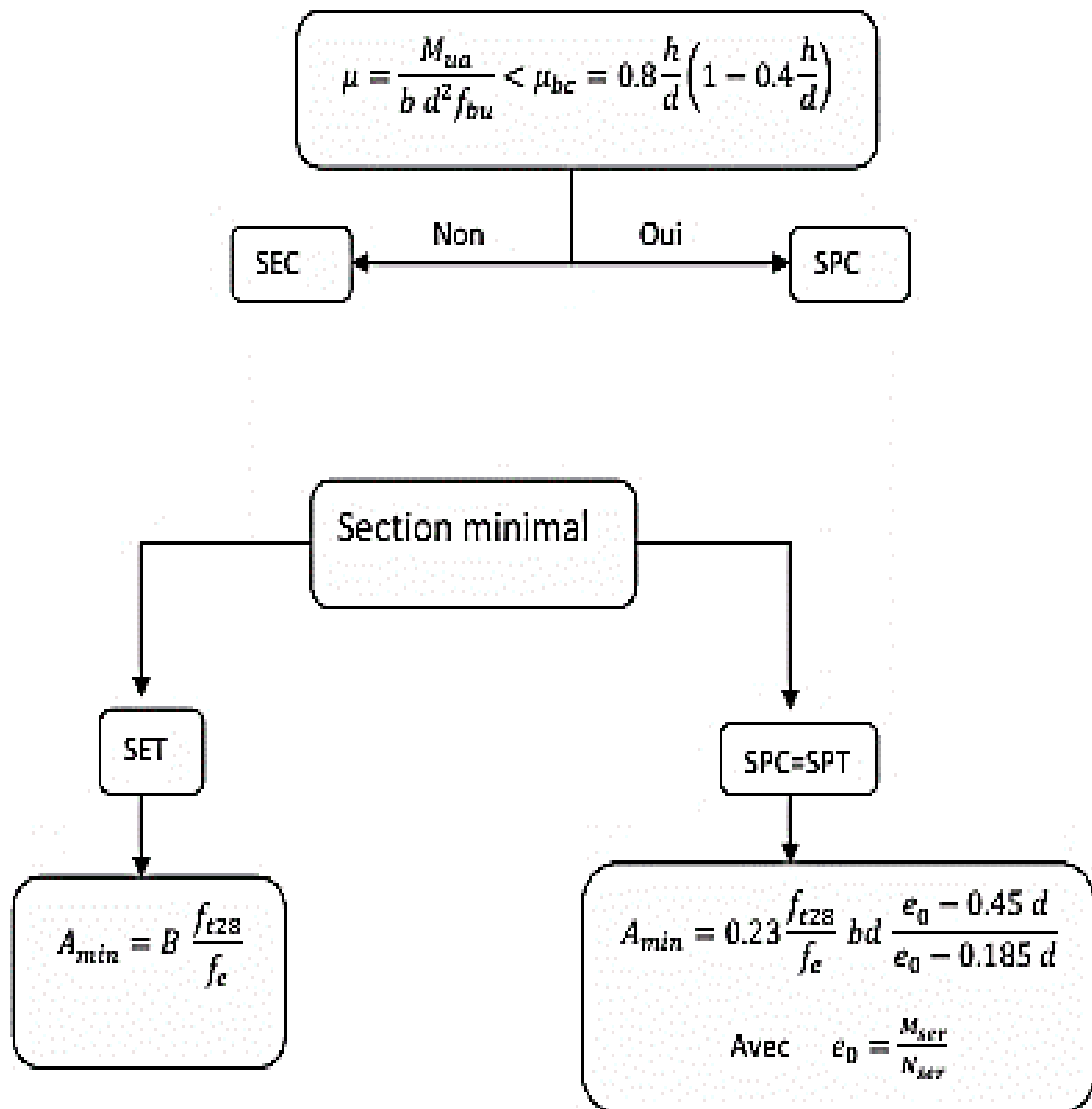
Flexion composée

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d=0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

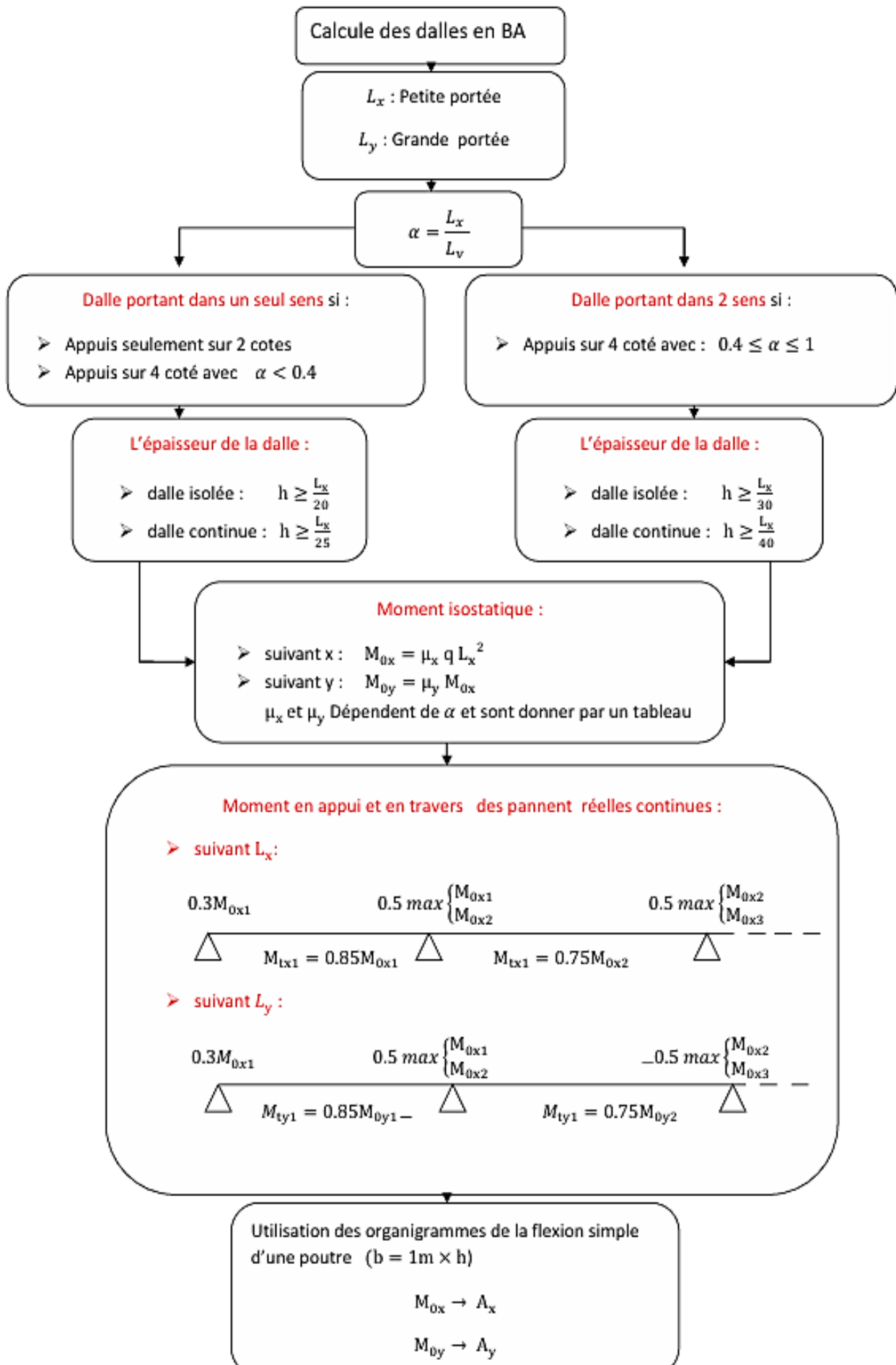
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$

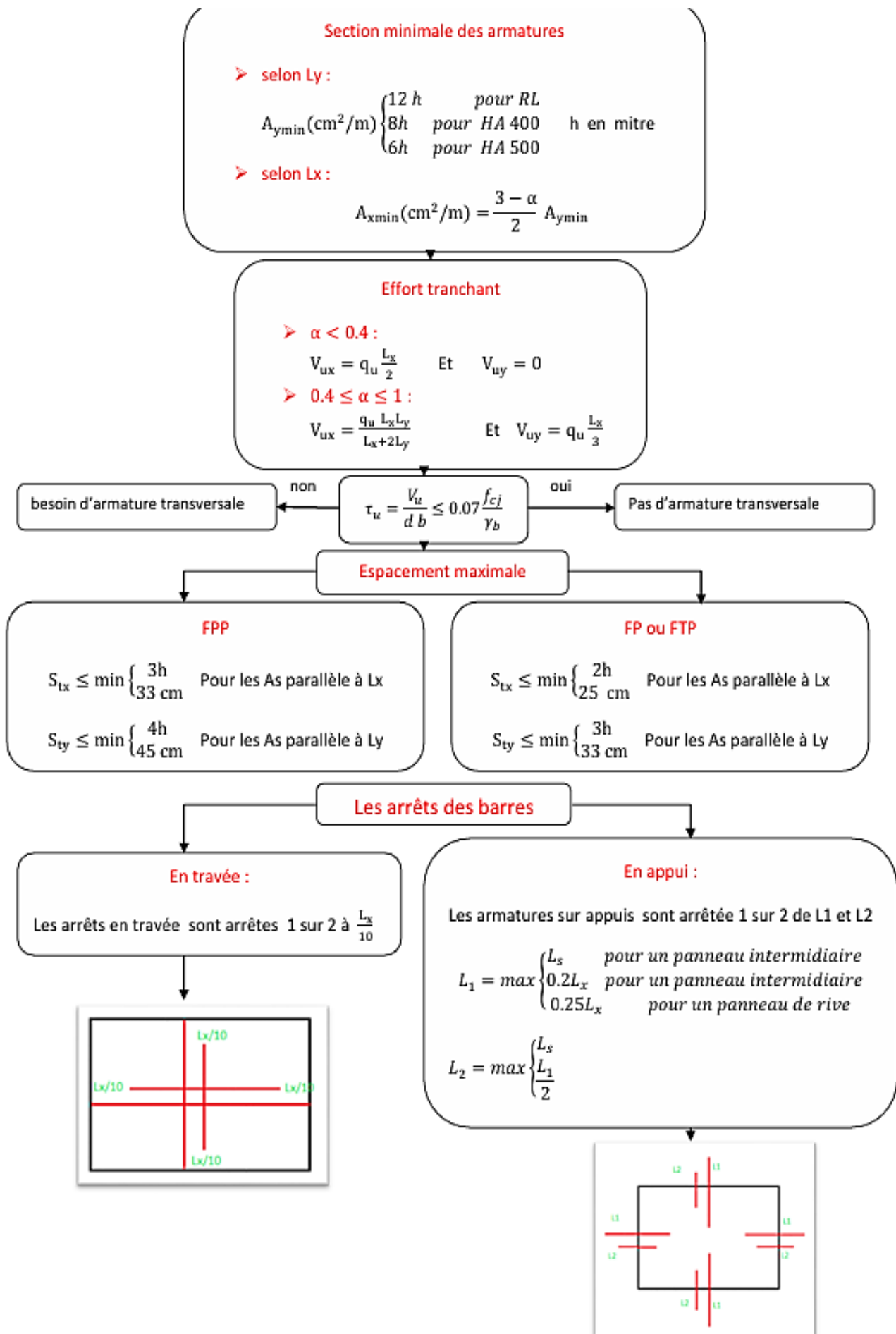


Remarque :

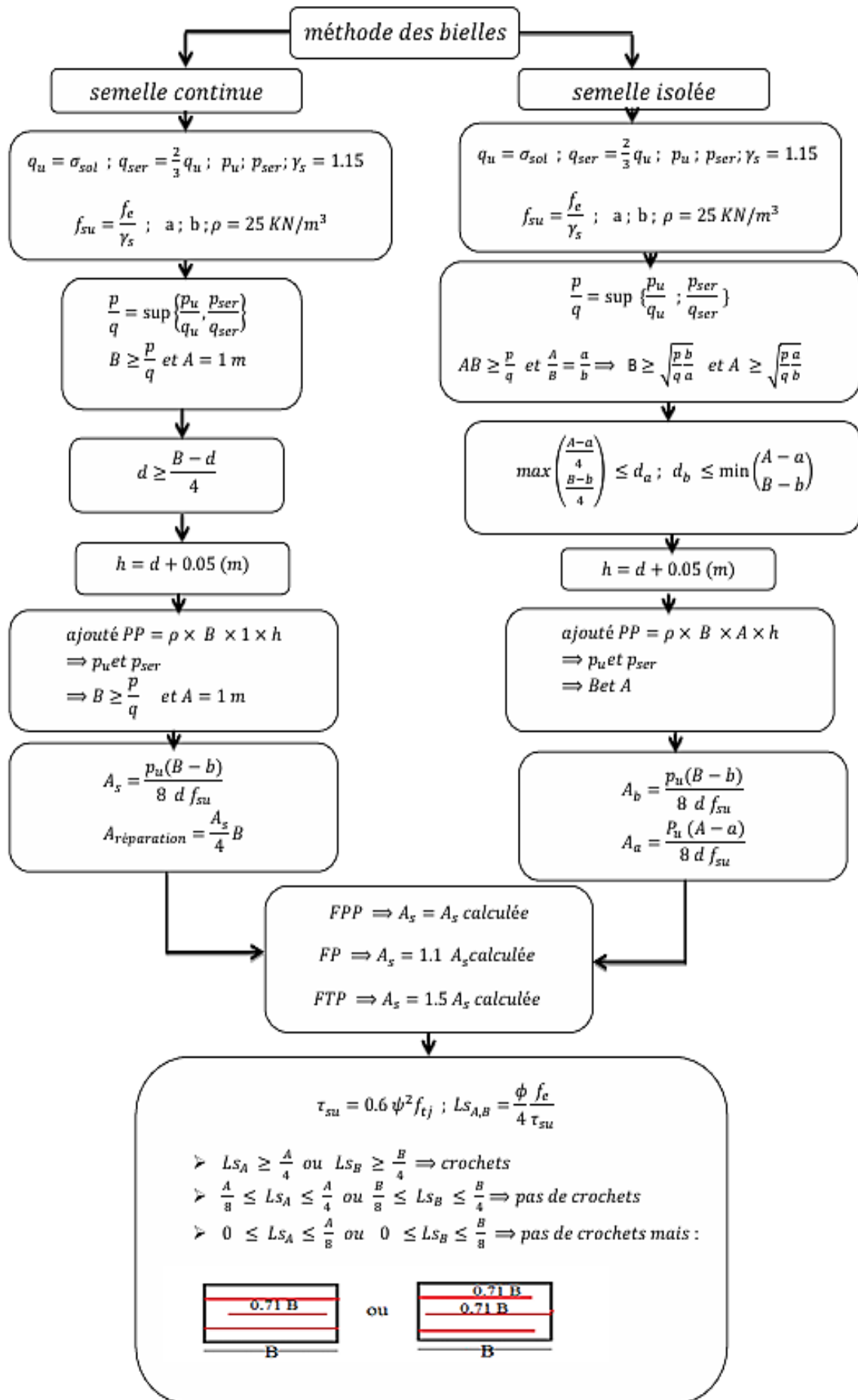


Calcul des dalles en béton armé

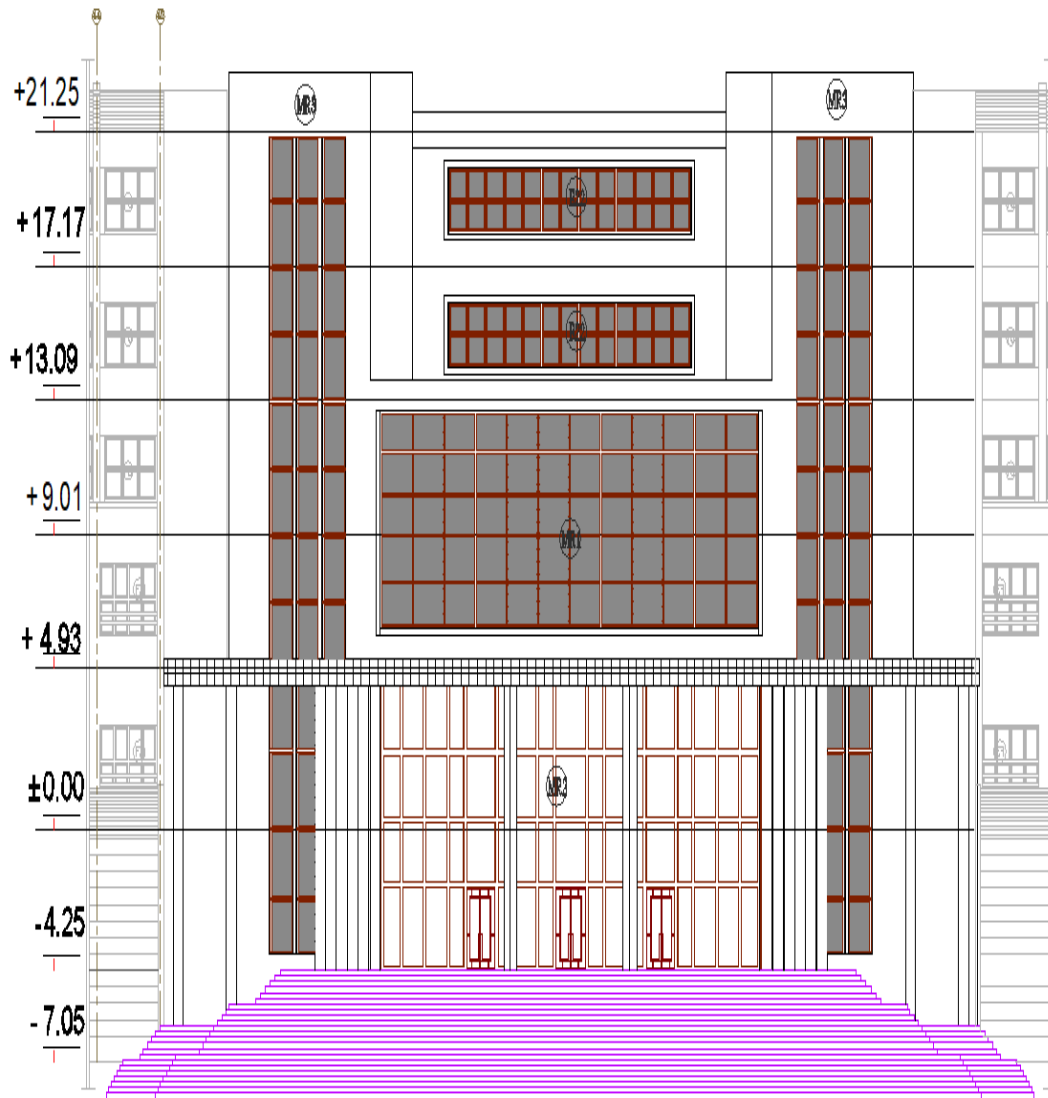




Dimensionnement des semelles

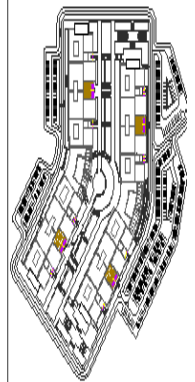


LES PLANS ARCHITECTURAUX



FACADE PRINCIPALE

PARTIE C



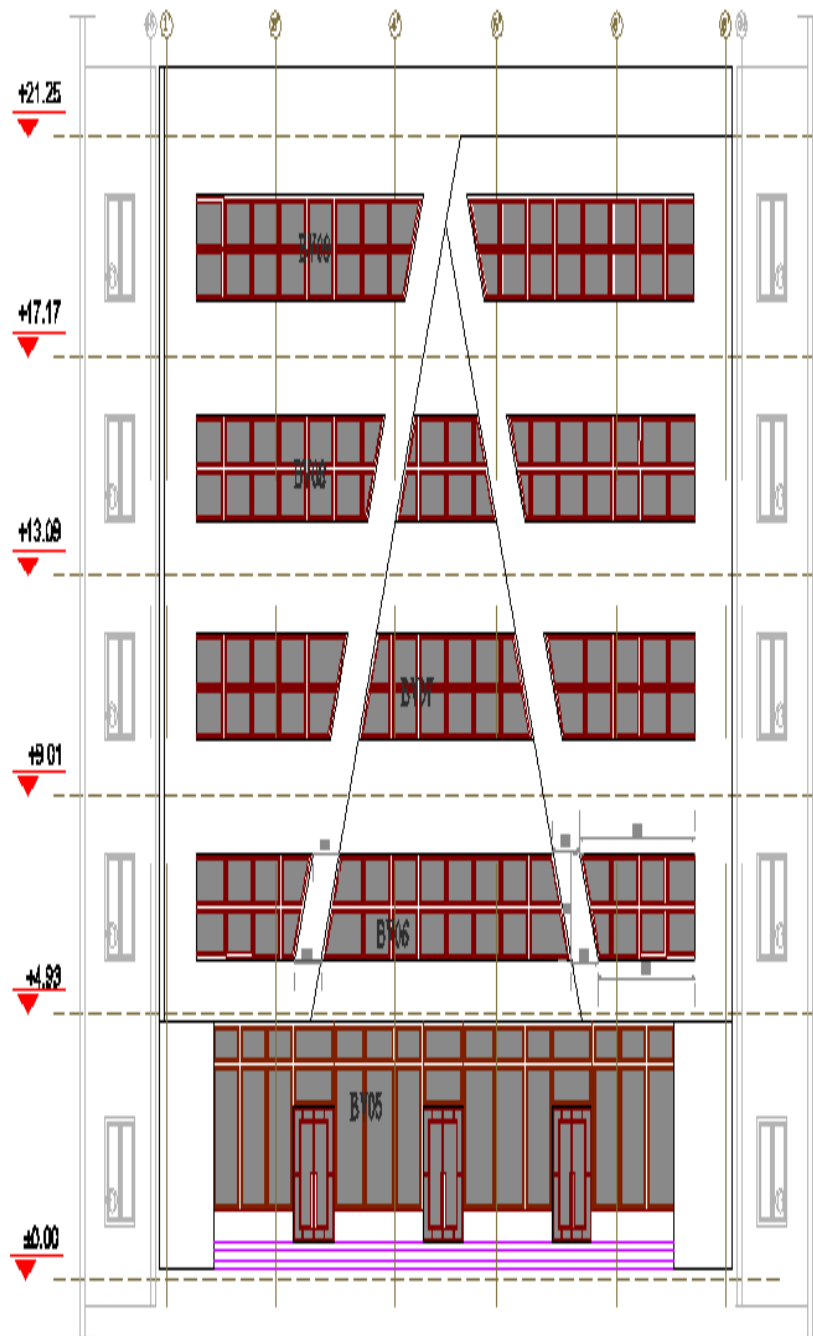
Execution
PARTIE C

FACADE
PRINCIPALE

ARCHITECTURE

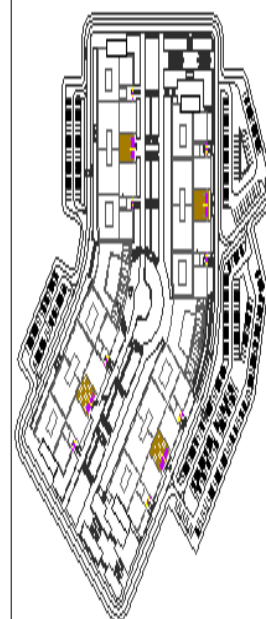
1/50

06-2012



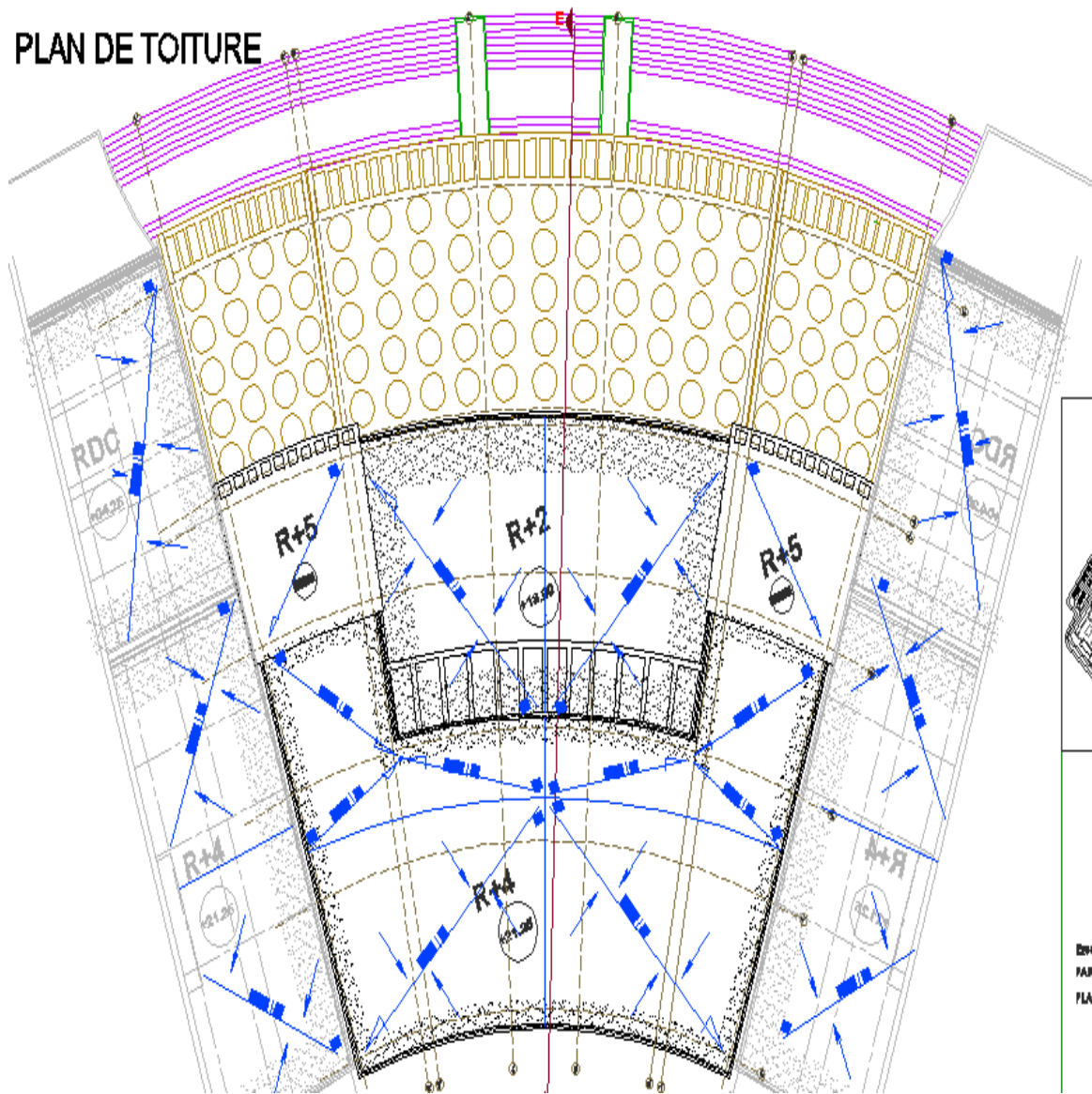
FACADE POSTERIEURE

PARTIE C

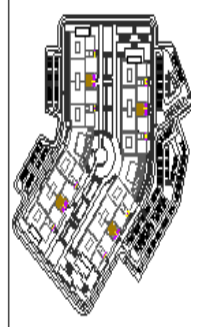


Execution
 PARTIE C
 FACADE
 POSTERIEURE

PLAN DE TOITURE



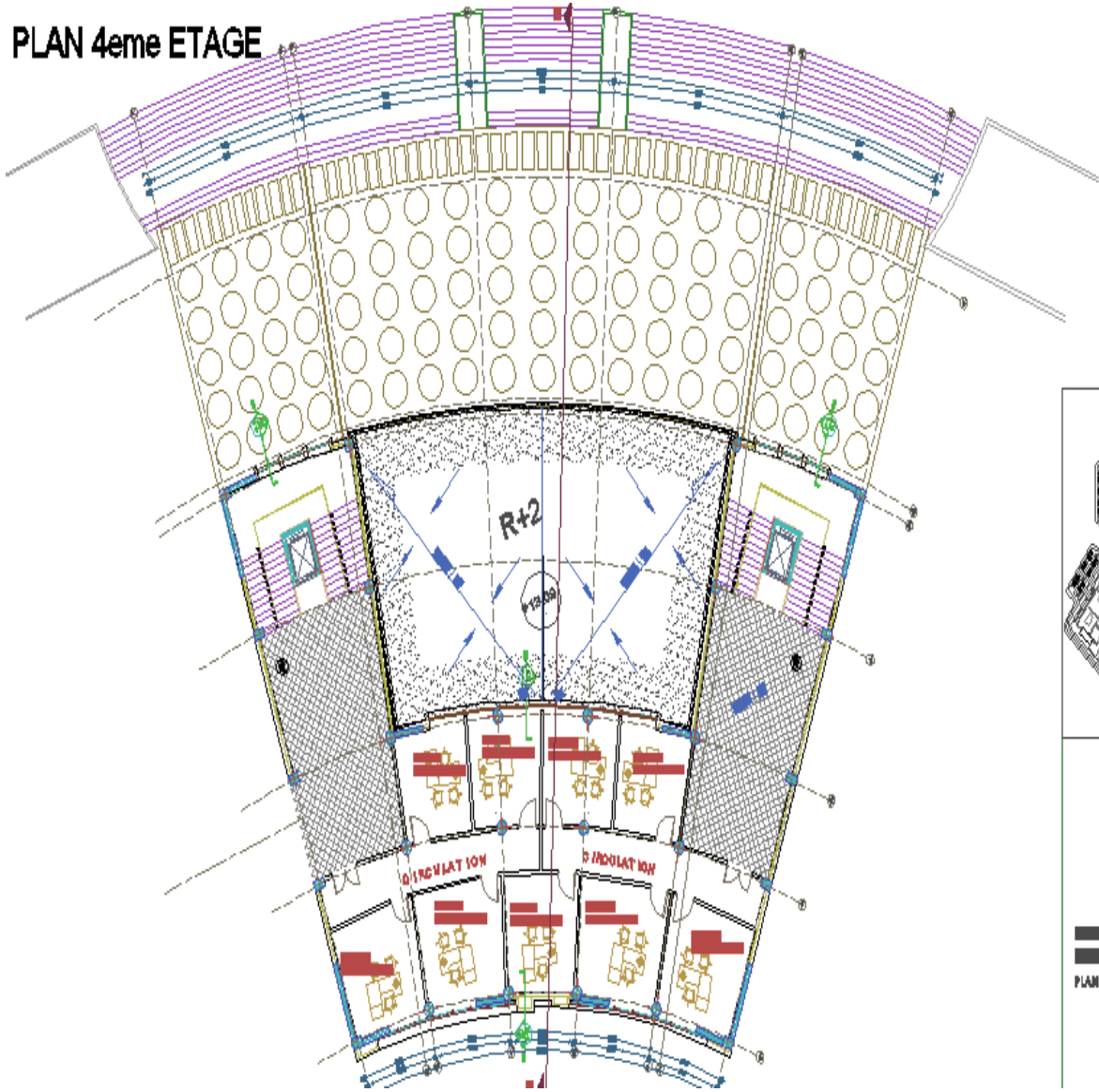
PARTIE C



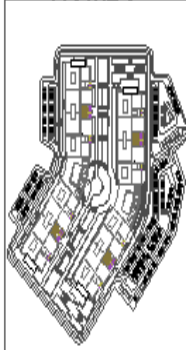
Échelle
PARTIE C
1/100



PLAN 4eme ETAGE



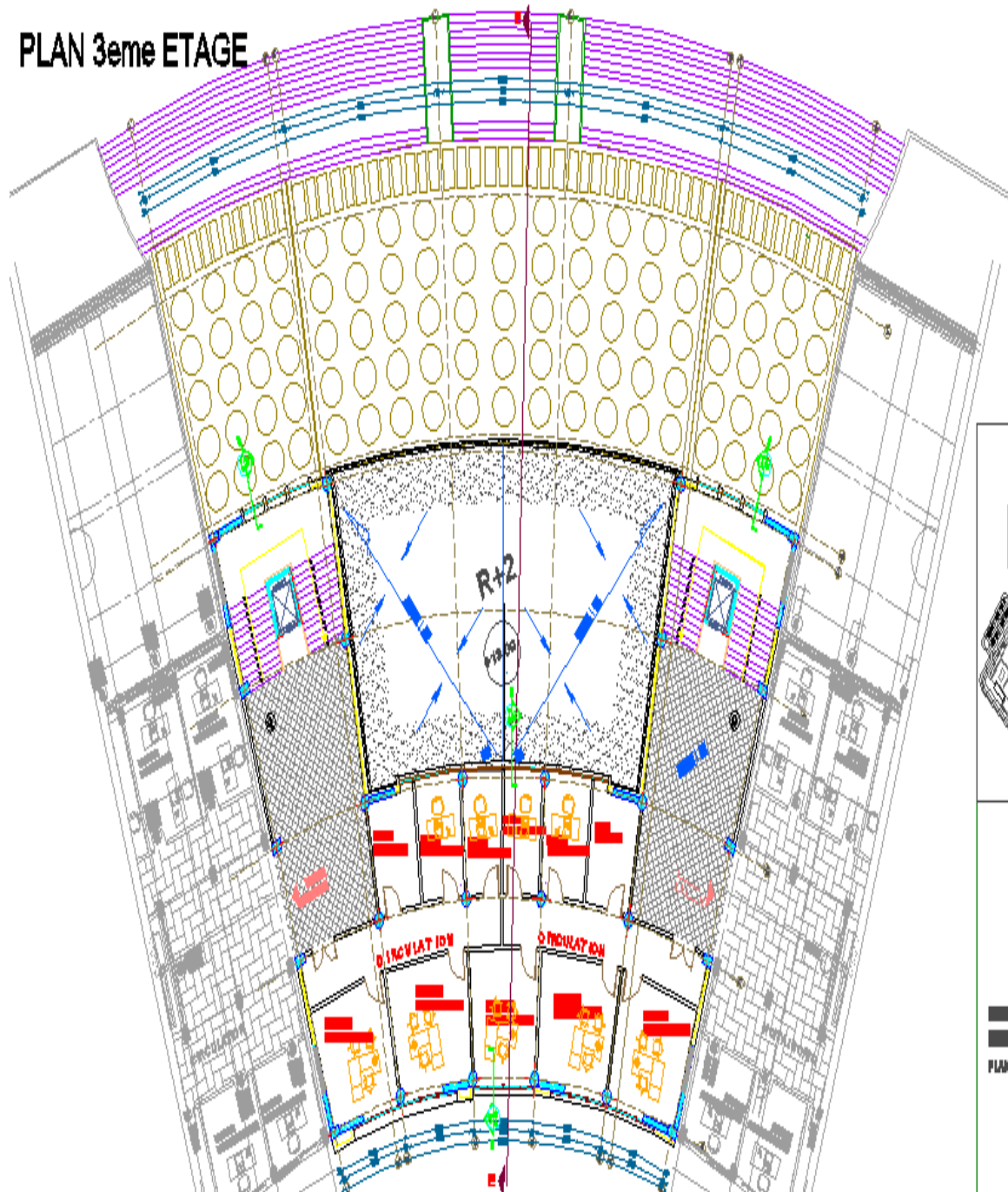
PARTIE C



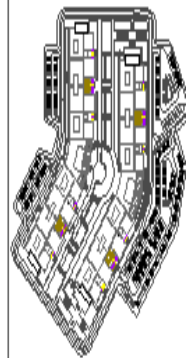
PLAN 4eme étage



PLAN 3eme ETAGE



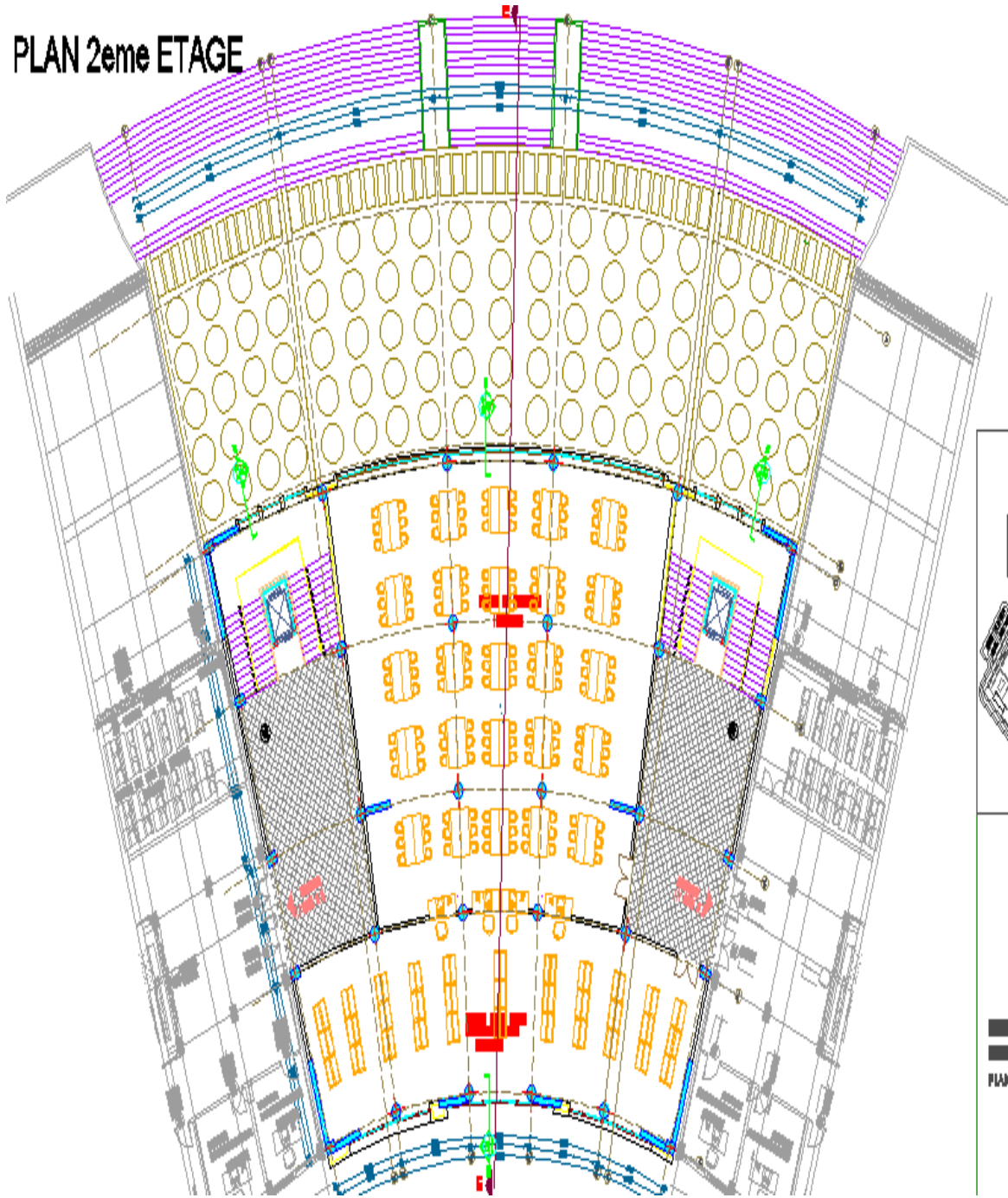
PARTIE C



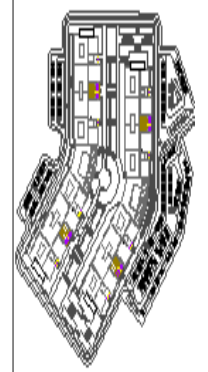
PLAN 3eme étage



PLAN 2eme ETAGE



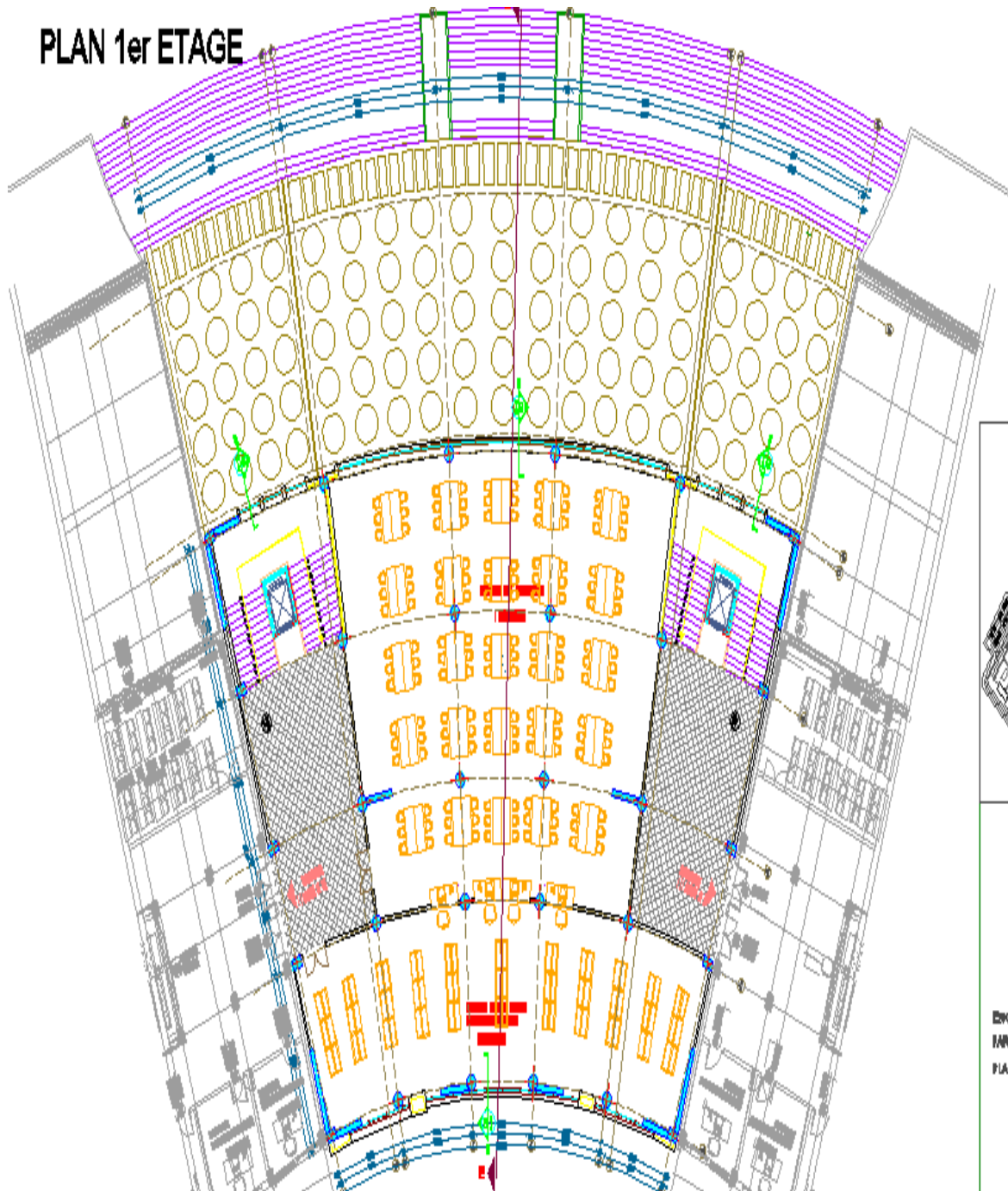
PARTIE C



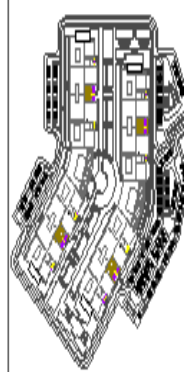
PLAN 2eme Etage



PLAN 1er ETAGE



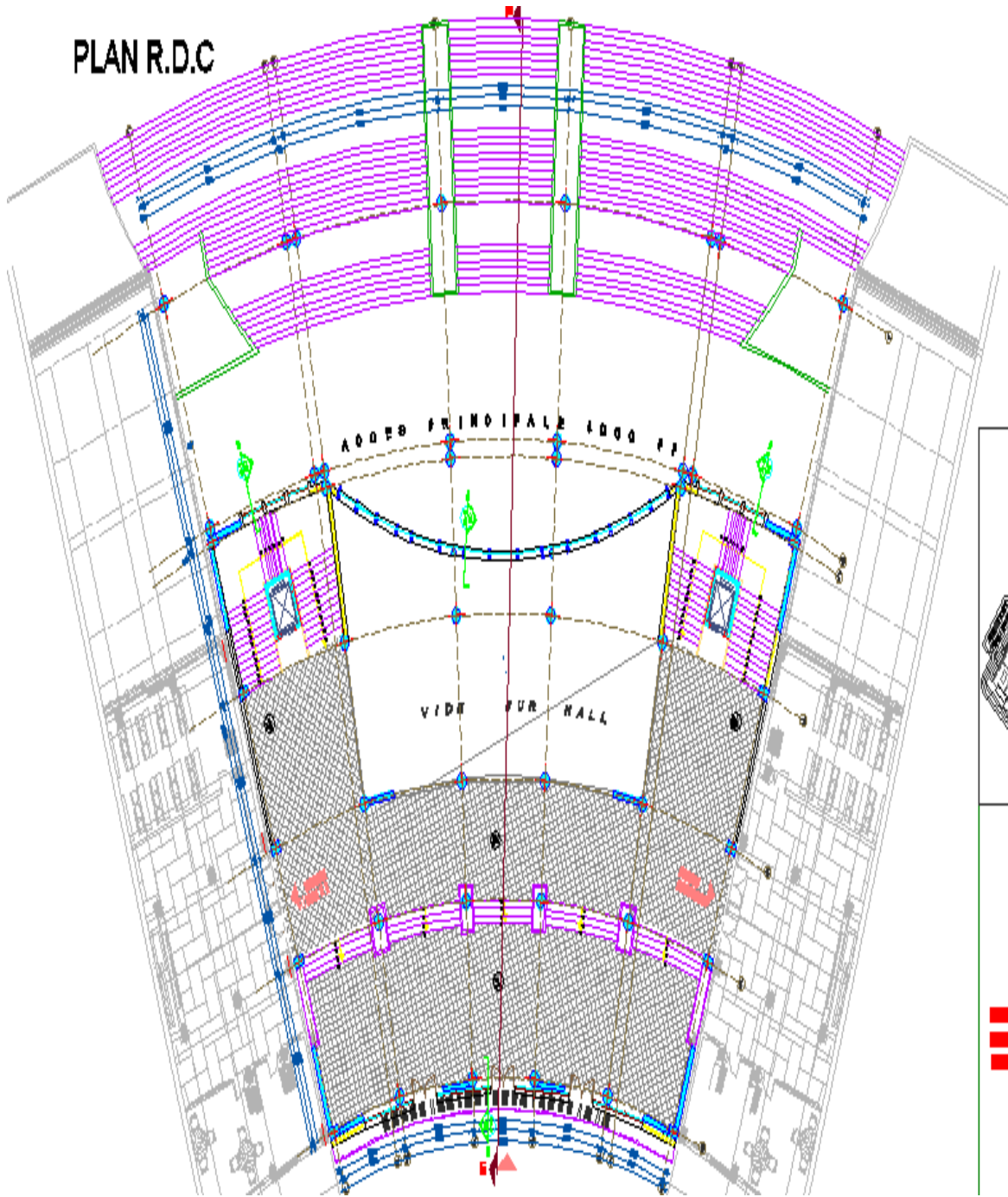
PARTIE C



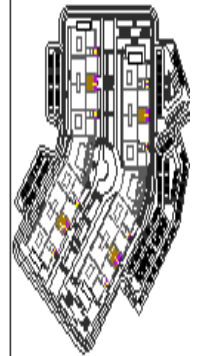
Échelle
PARTIE C
1/200



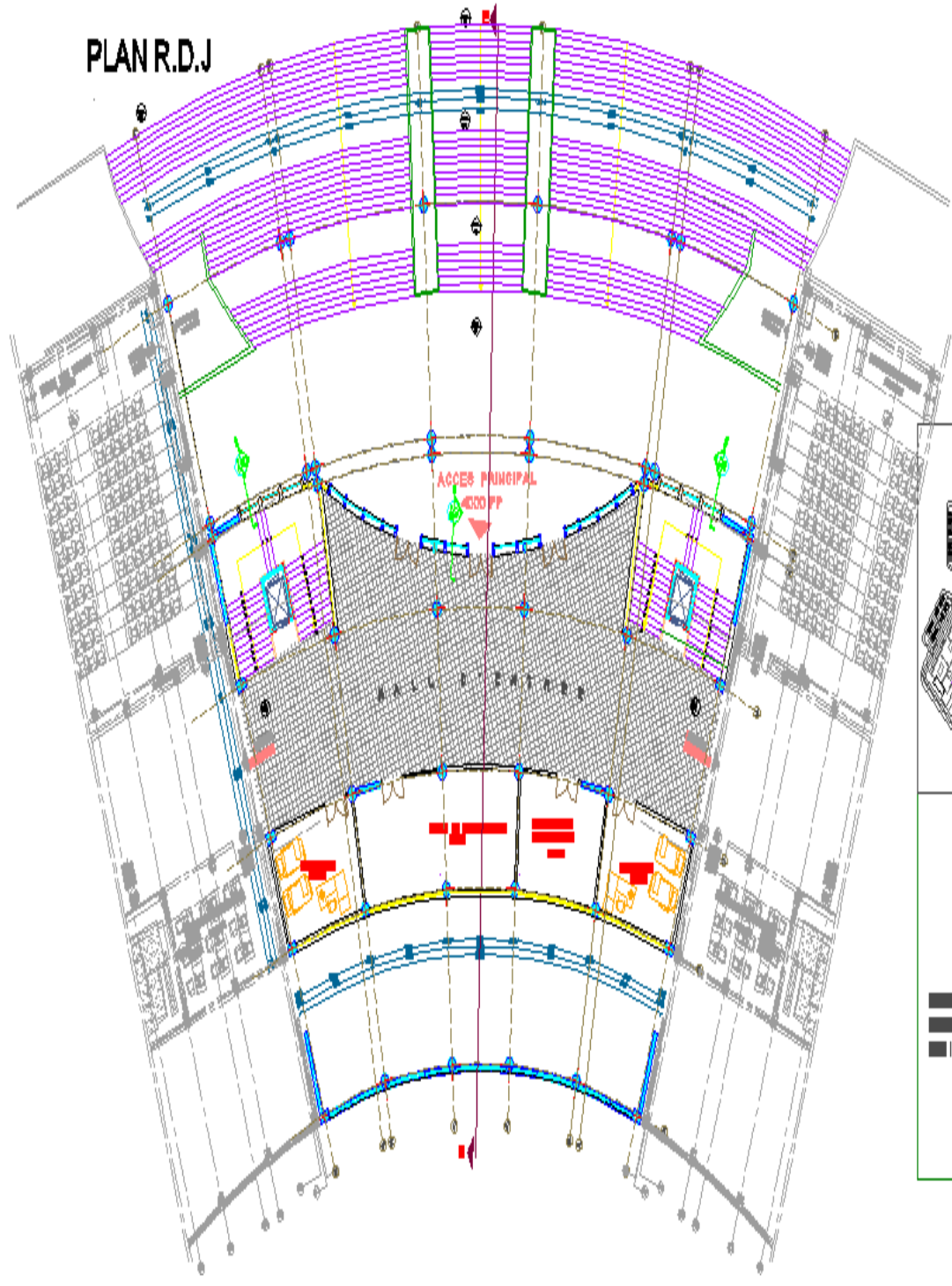
PLAN R.D.C



PARTIE C

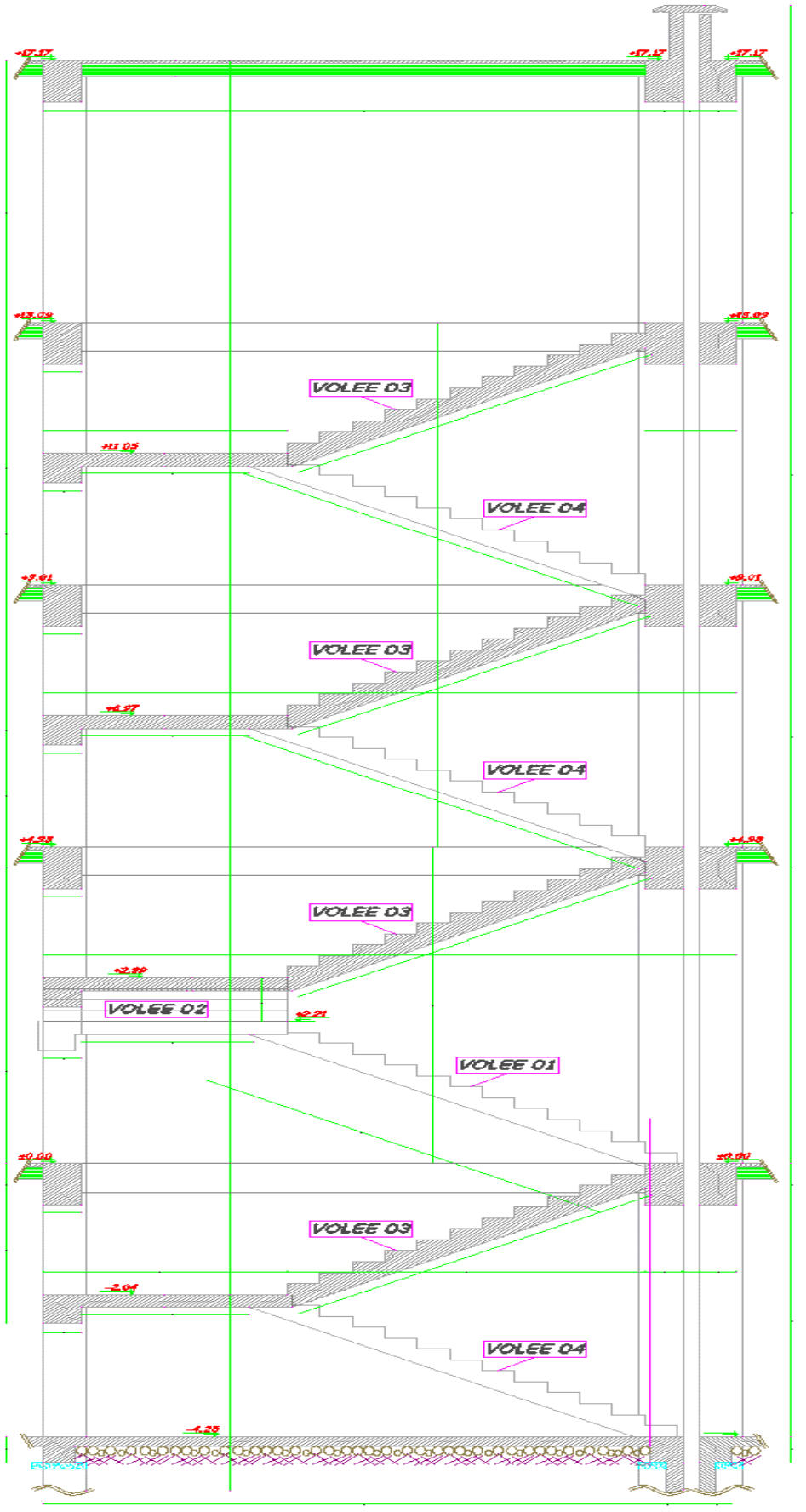


PLAN R.D.J

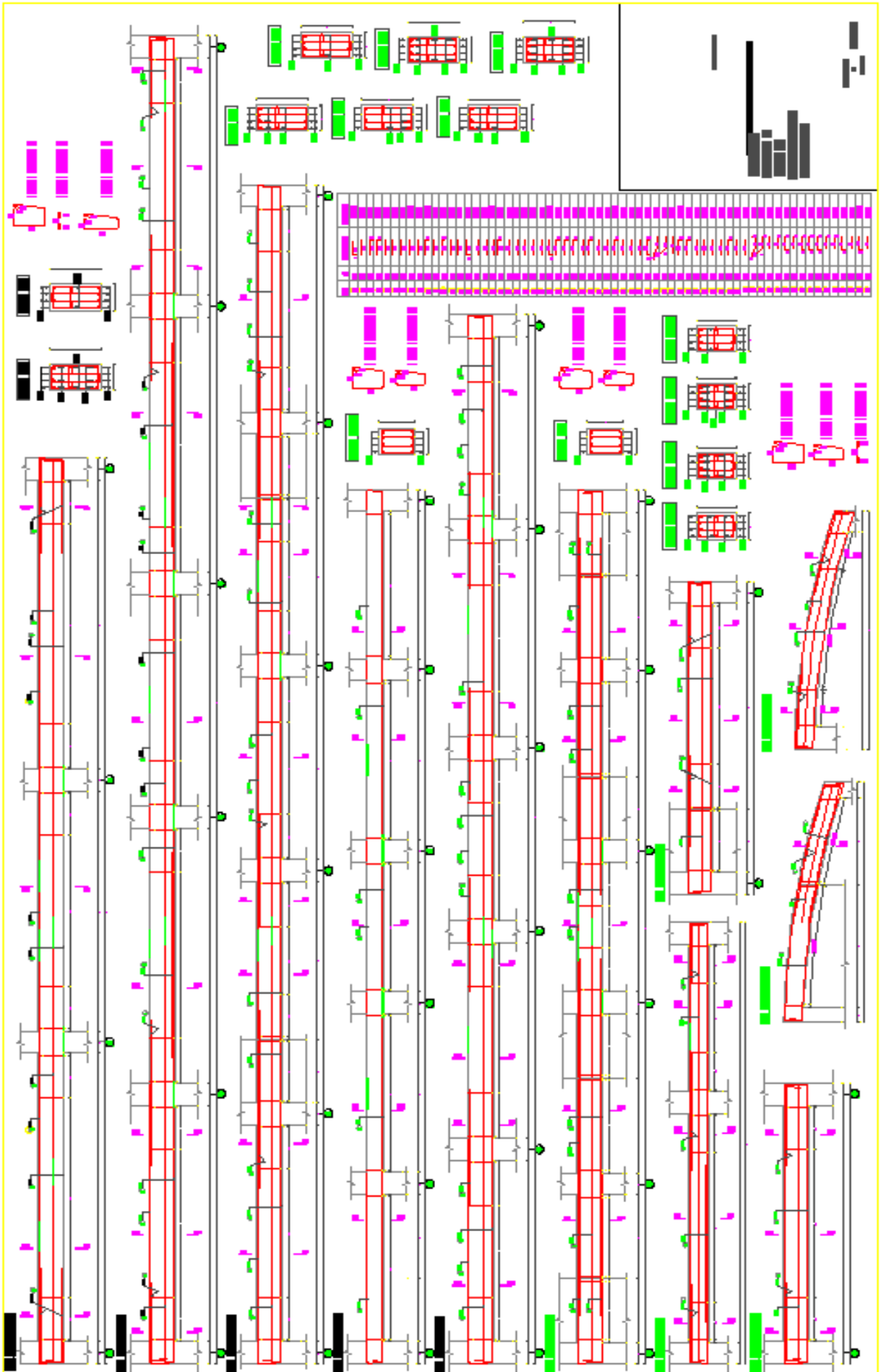


PARTIE C





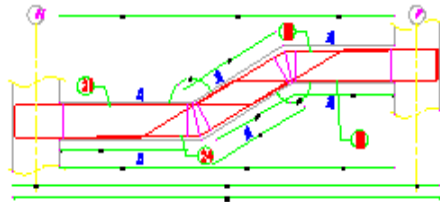
LES PLANS DE GENIE CIVIL



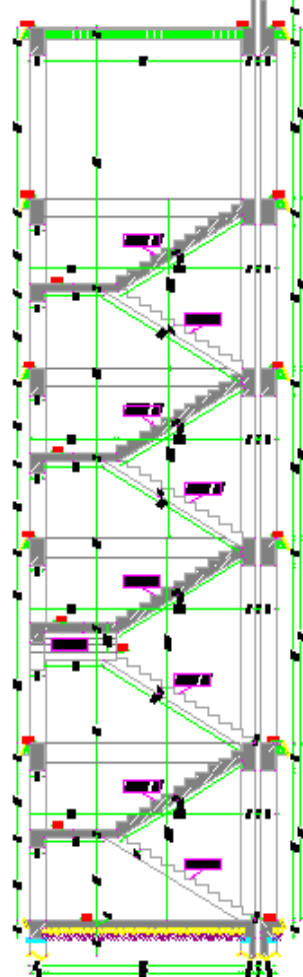
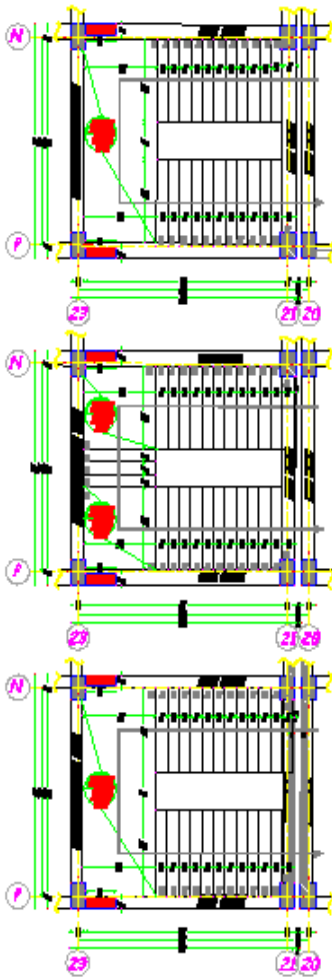
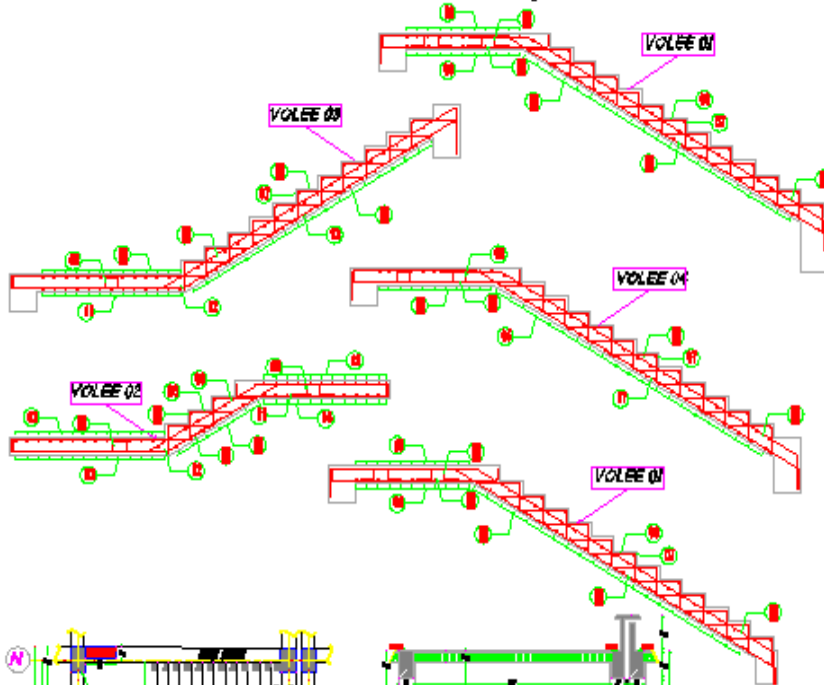
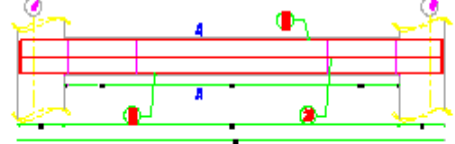




VOITRE/FALLIERE(01) 56-45



VOITRE/FALLIERE(02) 35-48



NOMENCLATURE DES ACIERS

Q	N	Ø	LONGUEUR (cm)	VOLUME (cm³)	WELDON	REQUIS
1	T 10	10	500			n=15
2	T 12	12	230			n=15
3	T 10	10	495			n=15
4	T 10	10	574		00	n=15
5	T 10	10	239		00	n=15
6	T 10	10	130		01	
7	T 08	8	100			n=30
8	T 08	8	873			400cm²
9	T 12	12	500			n=15
10	T 10	10	495			n=15
11	T 10	10	339			n=15
12	T 12	12	100			n=15
13	T 10	10	400			n=15
14	T 10	10	700			n=15
15	T 12	12	500			n=15
16	T 12	12	230			n=15
17	T 10	10	495			n=15
18	T 14	14	434		00cm	
19	T 14	14	434		01cm	
20	T 10	10	594		02cm	
21	T 14	14	635		03cm	
22	T 14	14	430		04cm	
23	T 14	14	130		05cm	
24	T 14	14	230		06cm	

D 25/10/2008
 Execution
PARTIE A'
 Joint (3)
 PLAN COFFRAGE
 FERRAILLAGE
 ESCALIERS



1/28
1/70