

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب - البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+ 9 ETAGES+ SOUS-SOL) EN
BETON ARME

Etudié et réaliser par

BOUNEDJAR Housni

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. AMELLAL. O	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements

Tout en premier je remercie Allah qui m'a donné la force et la patience pour finir ce modeste travail. D'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je remercie tout particulièrement mon encadrant, pour sa disponibilité, ses conseils précieux, et son accompagnement tout au long de ce travail. Son expertise et ses orientations m'ont permis d'avancer dans la bonne direction et d'approfondir mes connaissances dans le domaine du génie civil.

Je souhaite également adresser mes remerciements à ma famille, pour leur soutien.

Enfin, je n'oublie pas toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, à mener à bien ce projet. À chacun d'entre vous, je dis merci pour votre contribution à bien ce projet. À chacun d'entre vous, je dis merci.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Résumé

Dans le cadre de mon projet de fin d'études en génie civil, j'ai mené une étude complète d'un bâtiment à usage d'habitation composé de 9 étages (R+9) avec un sous-sol, situé en zone sismique 6, conformément au nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'objectif principal était d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques, tout en respectant les normes de sécurité les plus récentes.

Le projet a débuté par la modélisation de la structure à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses, que j'ai utilisé pour la première fois dans un cadre professionnel.

Cela a représenté un vrai défi technique et une belle opportunité d'apprentissage.

De plus, le RPA 2024, récemment introduit, présente de nombreuses nouveautés et exigences spécifiques, et des exigences difficiles à comprendre.

Abstract

As part of my final-year project in civil engineering, I conducted a full structural analysis of a residential building with 9 floors (R+9) and a basement, located in seismic zone 6, in accordance with the new Algerian Seismic Code RPA 2024.

The main objective was to ensure the strength and stability of the structure against seismic loads while complying with the most recent safety standards.

The project began with the modeling of the structure using Autodesk Robot Structural Analysis, which I used for the first time in a professional context.

This represented a real technical challenge and a great learning opportunity. In addition, the newly introduced RPA 2024 presents many innovations and specific requirements, and some requirements are difficult to understand.

ملخص

في إطار مشروعني لنهاية الدراسة في الهندسة المدنية، قمتُ بإجراء دراسة شاملة لمبنى سكني مكون من تسعة طوابق (R+9) مع طابق تحت أرضي، يقع في المنطقة الزلزالية رقم 6، وذلك وفقًا للتنظيم المقاوم للزلازل الجزائري الجديد. RPA 2024

كان الهدف الرئيسي هو ضمان مقاومة واستقرار المنشأة في مواجهة الأحمال الزلزالية، مع الالتزام بأحدث معايير السلامة.

بدأ المشروع بنمذجة الهيكل باستخدام برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis**، الذي استخدمته لأول مرة في إطار مهني.

وقد شكّل ذلك تحديًا تقنيًا حقيقيًا وفرصة قيمة للتعلم.

بالإضافة إلى ذلك، فإن RPA 2024 الذي تم اعتماده مؤخرًا يتضمّن العديد من المستجدات والمتطلبات الخاصة، والتي تُعد في بعض الأحيان صعبة الفهم.

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles	
Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage	6
I.2.1 Description architecturale.....	6
I.2.2 Données géotechniques du site.....	6
I.2.3 Système de contreventement	6
I.2.4 Description structurale.....	6
I.3 Caractéristique mécanique des matériaux	8
I.3.1 Béton.....	8
I.3.2 Béton armé.....	8
I.3.3 Acier	10
I.4 Principe de calcul du CBA 93.....	11
I.4.1 E.L.U de résistance (Art, A.4.3).....	11
I.4.2 A l'E.L.S :(Art A.4.5).....	13
I.4.3 Contrainte limite de l'acier	13
I.5 Règles de calcul	13
I.6 Méthodologie de calcul	13
I.7 Les hypothèses de calcul.....	13
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux	
II.1 Introduction	16
II.2 Pré dimensionnement des planchers	16
II.2.1 Plancher à corps creux.....	16

II.2.2 Les dalles pleines.....	17
II.3 Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations	17
II.3.1 Maçonnerie	17
II.3.2 Plancher terrasse	18
II.3.3 Plancher courant	19
II.3.4 Balcons	19
II.3.5 Escalier	20
II.4 Prédimensionnement des poutres	20
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	22
II.5.1 Poteau centrale.....	23
II.5.2 Poteau de rive	26
II.5.3 Poteau de coin.....	29
II.6 Prédimensionnement des voiles	32
II.7 Conclusion :	33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	36
III.2 L'acrotère	36
III.2.1 Définition	36
III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :	36
III.3 Balcon	42
III.3.1 Définition.....	42
III.3.2 Ferrailage d'un balcon	42
III.3.3 Vérification	44
III.4 Les planchers.....	46
III.4.1 Introduction.....	46
III.4.2 Plancher à corps creux	46
III.5 Les escaliers	60
III.5.1 Introduction.....	60
III.5.2 Définition des éléments d'un escalier	60
III.5.3 Prédimensionnement.....	61
III.5.4 Evaluation des charges et surcharges.....	62
III.5.5 Ferrailage d'escalier :	65
III.5.6 Vérification	65
III.6 Etude de la poutre palière.....	69

III.6.1	Dimensionnement	69
III.6.2	Définition des charges	69
III.6.3	Ferraillage à L'ELU	70
III.6.4	Vérification ELS	71
III.6.5	Schéma de ferraillage.....	72
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique		
IV.1	Introduction	74
IV.2	Objectif de l'étude dynamique.....	74
IV.2.1	Méthode de calcul	74
IV.2.2	Présentation de logiciel robot	75
IV.3.3	Effets de la torsion accidentelle [RPA-2024 Art 4.3.6].....	75
IV.4	Méthode dynamique modale spectrale.....	76
IV.4.1	Le spectre de réponse de calcul horizontale	76
IV.4.2	Le spectre de réponse de calcul verticale.....	76
IV.4.3	Résultats de l'analyse dynamique.....	81
IV.4.4	Vérification de comportement	81
IV.4.5	Vérification de participation massique	82
IV.4.6	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	83
IV.4.7	Vérification des déplacements inter-étage	85
IV.4.8	Vérification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA-2024 : Art 5.9]	86
IV.5	Conclusion.....	88
Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants		
V.1	Introduction	90
V.2	Ferraillage Poteaux.....	91
V.2.1	Détermination des armatures longitudinales	91
V.2.2	La Condition de non fragilité CBA	91
V.2.3	Spécifications des règles RPA-2024 (Art 7.4)	91
V.2.4	Les armatures transversales	92
V.2.5	Ferraillage des poteaux 55x55.....	94
V.2.6	Ferraillage des poteaux 50x50.....	94
V.2.7	Ferraillage des poteaux 45x45.....	95
V.2.8	Vérifications nécessaires	96
V.3	Ferraillage des poutres	98
V.3.1	Introduction	98

V.3.2	Recommandations du RPA-2024	98
V.3.3	Poutres Principales	99
V.3.4	Poutres Secondaires	101
V.3.5	Vérifications à l'ELS	102
V.3.6	Vérification thermique	103
V.3.7	Arrêt de barres	104
V.3.8	Vérification de la flèche	105
V.3.9	Schéma de ferrailage des poutres	106
V.4	Ferrailage des voiles.....	107
V.4.1	Méthode de calcul.....	109
V.4.2	Vérification de l'effort normal réduit [RPA-2024]	111
V.4.3	Vérification de diagramme de moment fléchissant	111
V.4.4	Calcul ferrailage des voiles sens x	113
V.4.5	Ferrailage voile sens y	114
V.4.6	Calcul ferrailage des voiles sens y	117
V.5	Voile périphérique.....	119
V.5.1	Introduction	119
V.5.2	Pré dimensionnement	119
V.5.3	Effort de voile périphérique.....	120
V.5.4	Ferrailage voiles périphérique	121
V.5.5	Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	123
V.5.6	Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	123

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1	Introduction	125
VI.2	Choix du type des fondations	125
VI.2.1	Semelles isolées	125
VI.2.2	Semelles filantes	126
VI.3	Radier général	127
VI.3.1	Prédimensionnement radier	127
VI.3.2	Vérification au non poinçonnement du radier	129
VI.3.3	Vérification au cisaillement	130
VI.4	Ferrailage du radier.....	130
VI.4.1	Ferrailage de la dalle du radier	130
VI.4.2	Ferrailage nervures	134

Conclusion générale 142

Références bibliographiques

Annexes

Liste des Figures

Figure I. 1: Façade de bâtiment.	4
Figure I. 2: Plan d'étage.	3
Figure I. 3: Coupe A-A.....	5
Figure I. 4: Diagramme de déformation du béton	11
Figure I. 5: Diagramme contrainte–déformation de l'acier.....	12
Figure II. 1: Dimensionnement de plancher corps creux.	17
Figure II. 2: Dimension du corps creux.....	17
Figure II. 3: Composant de plancher terrasse.....	18
Figure II. 4: Composant de plancher courant.	19
Figure II. 5: Dimension de la poutre.	21
Figure II. 6: Surface revenante au poteau central.....	23
Figure II. 7: Surface revenante au poteau de rive.	26
Figure II. 8: Surface revenante au poteau de coin.....	29
Figure II. 9: Coupe de voile en élévation.	32
Figure II. 10: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.	33
Figure III. 1: L'acrotère.	36
Figure III. 2: Section de l'acrotère.	37
Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	41
Figure III. 4: Schéma statique de balcon.....	42
Figure III. 5: Schéma de ferrailage du balcon.....	46
Figure III. 6: Schéma corps creux.	46
Figure III. 7: Schéma de poutrelle.	47
Figure III. 8: Schéma statique de la poutrelle a 7 travées.	50
Figure III. 9: Diagramme de moment fléchissant.	50
Figure III. 10: Diagramme de l'effort tranchant.	50
Figure III. 11: Schéma statique de la poutrelle.	51
Figure III. 12: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a deux travées.	55
Figure III. 13: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a plusieurs travées	56
Figure III. 14: Schéma de ferrailage des poutrelles.	58
Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	59

Figure III. 16: Représentation d'un escalier.....	60
Figure III. 17: Schéma escalier.	61
Figure III. 18: Schéma statique à l'ELU.....	62
Figure III. 19: Diagramme moment et effort tranchant.	64
Figure III. 20: Diagramme des moments ELS.	64
Figure III. 21: Ferrailage escalier.....	68
Figure III. 22: Schéma statique de la poutre palière	69
Figure III. 23: Section creuse équivalente.	70
Figure III. 24: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	72
Figure IV. 1: Disposition des voiles.....	75
Figure IV. 2: Modélisation Bloc 3D.....	76
Figure IV. 3: Spectre de réponse Ex.....	77
Figure IV. 4: Spectre de réponse Ey.....	78
Figure V. 1: La zone nodale.	92
Figure V. 2: Arrêt de barres.....	105
Figure V. 3: Vérification de la flèche.	105
Figure V. 4: Schéma du ferrailage de la poutre principale 30x40.....	106
Figure V. 5: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 30x40.....	106
Figure V. 6: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	110
Figure V. 7: Zone critique à la base du voile.....	110
Figure V. 8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	112
Figure V. 9: Zone critique à la base du voile.....	115
Figure V. 10: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	116
Figure V. 11: Ferrailage de voile de RDC au 6eme étage.....	118
Figure V. 12: Ferrailage des voiles du 7eme au 9eme étage.	119
Figure V. 13: Poussées de terres.....	120
Figure V. 14: Vérifications des contraintes de voile sens x.	122
Figure V. 15: Vérifications des contraintes de voile sens y	123
Figure V. 16: Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.	123
Figure V. 17: Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.	123
Figure VI. 1: semelle isolée.....	126
Figure VI. 2: Schéma de la semelle filante.....	126

Figure VI. 3: Radier général.....	127
Figure VI. 4: Contrainte sous le radier à LELS et LELU.....	129
Figure VI. 5: Dessin des contraintes.....	129
Figure VI. 6: Contraintes de cisaillement t_{xx} et t_{yy} ELU.....	130
Figure VI. 7: Ferrailage dalle du radier.....	134
Figure VI. 8: Vérifications des contraintes sens porteur.....	137
Figure VI. 9: Vérifications des contraintes sens non porteur.....	139
Figure VI. 10: Ferrailage des nervures sens porteur.....	141
Figure VI. 11: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	141

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Les types d'aciers utilisés et leur nuance	10
Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques du béton.	14
Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques des aciers.	14
Tableau II. 1: Charge permanente de mur simple cloison	17
Tableau II. 2: Charge permanente de mur double cloison	18
Tableau II. 3: Charge permanente plancher terrasse	18
Tableau II. 4: Charge permanente de plancher courant	19
Tableau II. 5: Charges permanents du balcon	19
Tableau II. 7: Charges permanentes du palliase de l'escalier	20
Tableau II. 8: Prédimensionnement des poutres	21
Tableau II. 9: Les charges d'exploitation de poteau centrale	24
Tableau II. 10: La descente des charges du poteau central	24
Tableau II. 11: La descente des charges permanente du poteau central	25
Tableau II. 12: Choix des sections des poteaux centraux	25
Tableau II. 13: La surcharge d'exploitation du poteau de rive	27
Tableau II. 14: La charge permanente de poteau de rive	27
Tableau II. 15: La descente de charge de poteau de rive	28
Tableau II. 16: Choix de section du poteau de rive	28
Tableau II. 17: Surcharge d'exploitation du poteau de coin	30
Tableau II. 18: La charge permanente de poteau de coin	30
Tableau II. 19: La descente des charges de poteau de coin	31
Tableau II. 20: Choix de section pour le poteau de coin.....	31
Tableau II. 21: Choix de section final des poteaux.....	32
Tableau III. 1: Calcul de sollicitation	38
Tableau III. 2: Evaluation des charges de balcon	43
Tableau III. 3: Charges permanentes du panneau	43
Tableau III. 4: Combinaison des charges.....	43
Tableau III. 5: Combinaisons des charges	44
Tableau III. 6: Ferrailage de balcon.....	44

Tableau III. 7: Tableau de données.....	45
Tableau III. 8: tableau des résultats.	45
Tableau III. 9: Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	47
Tableau III. 10: Récapitulatif des efforts interne.....	56
Tableau III. 11: Calcul de ferrailage.....	57
Tableau III. 12: Vérification ELS.....	58
Tableau III. 13: Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	62
Tableau III. 14: Poids propre du palier de repos de l'escalier.....	62
Tableau III. 15: Combinaison des charges de l'escalier.....	62
Tableau III. 16: Calcul des efforts internes de l'escalier balancé.....	64
Tableau III. 17: Ferrailage des escaliers.....	65
Tableau III. 18: Vérification de la flèche.....	67
Tableau III. 19: Ferrailage de la poutre paliere en flexion simple.....	70
Tableau III. 20: Vérification ELS de la poutre palière.....	72
Tableau IV. 5: Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charge verticale.....	78
Tableau IV. 6: Valeurs des Pondérations P_q	79
Tableau IV. 7: Comportement des trois premiers modes.....	82
Tableau IV. 8: Coefficient de participation massique.....	82
Tableau IV. 9: Calcul de la force sismique (M.S.E).....	84
Tableau IV. 10: Vérifications forces sismiques.....	85
Tableau IV. 11: Vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau IV. 16: Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	86
Tableau IV. 17: Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....	86
Tableau IV. 18: Vérification l'effet $P-\Delta$ sens X.....	87
Tableau IV. 19: Vérification l'effet $P-\Delta$ sens Y.....	87
Tableau V. 1: Caractéristique mécanique pour le béton et l'acier.....	90
Tableau V. 2: Ferrailage maximale et minimale.....	92
Tableau V. 3: Ferrailage poteau 55x55.....	94
Tableau V. 4: Ferrailage poteau 50x50.....	94
Tableau V. 5: Ferrailage poteau 45x45.....	95
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux.....	95

Tableau V. 7: Les armatures transversales et leurs espacements	96
Tableau V. 8: Vérification vis-à-vis des déformations aux ELS.....	96
Tableau V. 9: Vérification de la contrainte tangentielle.....	97
Tableau V. 10: Ferrailage des poteaux	97
Tableau V. 11: Caractéristique mécanique pour le béton et l'acier	98
Tableau V. 12: Moments poutres principales.....	100
Tableau V. 13: Section d'aciers poutre principale	100
Tableau V. 14: Vérifications nécessaires	101
Tableau V. 15: Moments poutres secondaires.....	101
Tableau V. 16: Section d'aciers poutre principale	101
Tableau V. 17: Vérifications nécessaires poutre secondaire	102
Tableau V. 18: Vérification ELS.....	103
Tableau V. 19: vérification thermique des poutres à L'ELS.....	104
Tableau V. 20: Vérification de l'effort normal réduit	111
Tableau V. 21: Vérifications aux sollicitations tangentielles	111
Tableau V. 22: Données des voiles sens x	113
Tableau V. 23: Ferrailages des voiles sens x.....	113
Tableau V. 24: Espacements zone courante	113
Tableau V. 25: Espacement dans la zone confinée	114
Tableau V. 26: Vérification des contraintes	114
Tableau V. 27: Vérification de l'effort normal réduit	115
Tableau V. 28: vérifications aux sollicitations tangentielles.....	116
Tableau V. 29: Donnés du voile de sens y	117
Tableau V. 30: Ferrailages des voiles sens y.....	117
Tableau V. 31: Espacements zone courante	118
Tableau V. 32: Espacement dans la zone confinée	118
Tableau V. 33: Vérification des contraintes	118
Tableau V. 34: Ferrailage de voile périphérique	121
Tableau VI. 1: Vérification des contraintes	129
Tableau VI. 2: Tableau récapitulatif des moments M_{xx} (kN.m/ml).....	130
Tableau VI. 3: Tableau récapitulatif des moments M_{yy} (kN.m/ml).....	131
Tableau VI. 4: Choix de ferrailage de la dalle du radier	133
Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif des moments sens porteur M (kN.m/ml)	134

Tableau VI. 6: Tableau récapitulatif des moments sens non porteur M (kN.m/ml)	135
Tableau VI. 7: Vérifications nécessaires sens porteur et non porteur	140

Liste des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service. M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées. I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané. E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur. ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m²;N/m²): Charge surfacique. **kN/m³ (MN/m³;N/m³):**Charge volumique. **kNm**

(MNm ; Nm) : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

Introduction Générale

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA2024, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

La subdivision du travail ce fait comme suit :

- La 1ère étape comprend la présentation de l'ouvrage, la précision des caractéristiques techniques des matériaux utilisés, ainsi que la description du système structurelle et le calcul des éléments secondaires (acrotère, escaliers, dalles, ...).

Dans la deuxième étape on procédera au prédimensionnement de tous les éléments de la structure que ce soit conceptuelle ou secondaire qui est primordiale pour la suite du travail

- puis vient l'étude dynamique, a pour but l'analyse sismique afin d'avoir une conception adéquate vis-à-vis des efforts et des contrainte architecturale, elle a été faite avec le logiciel Robot-Bat. Elle permettra l'introduction d'une modélisation de la structure ainsi que l'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

- grâce à l'étape dynamique précédente, on déterminera les sollicitations, pour pouvoir passer au ferrailage des éléments résistants (poteaux, voiles et poutres), en tenant compte des charges verticales (permanentes et d'exploitation) et horizontales(séisme).

- Pour le dernier chapitre qui consiste à exploiter l'étude du sol afin de choisir les fondations qui assurerons la stabilité et la sécurité de la construction. Des dimensions et des ferrailages seront proposés

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude d'un **bâtiment à usage d'habitation** en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

l'objectif de travail

Notre travail consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'un ouvrage (**RDC+ 9 étages avec sous sol**) en béton armé contreventé par des voiles, et des portiques a usage d'habitation (Voir plans ci-après).

Situation l'ouvrage étudié est implanté à Alger, classé selon le **RPA 2024 (REGLEMENTS PARASISMQUES ALGERIEN)** comme une zone de forte sismicité zone **VI**. Notre étude sera conforme aux exigences des règles du **CBA93**.

Description de l'ouvrage : L'ouvrage étudié est constitué d'un seul bloc symétrique.

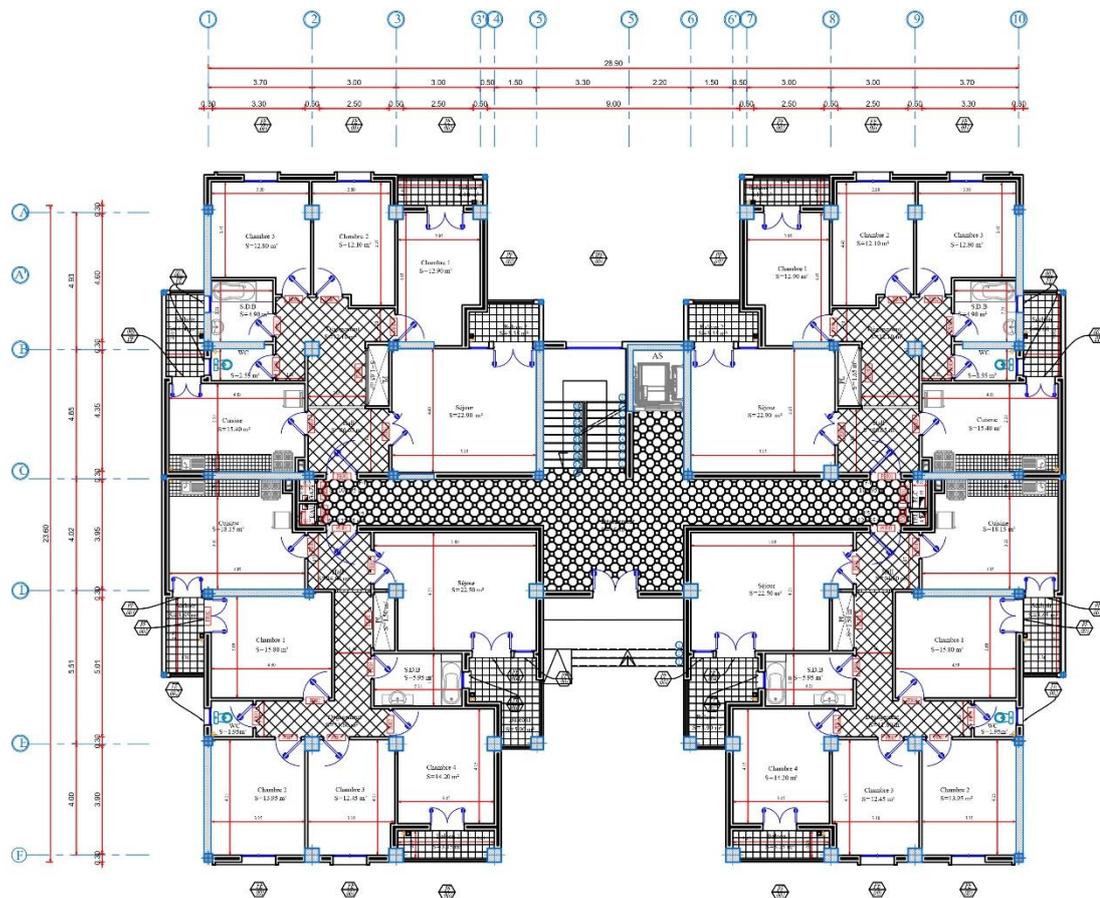


Figure I. 1: Plan d'étage.



Figure I. 2: Façade de bâtiment.

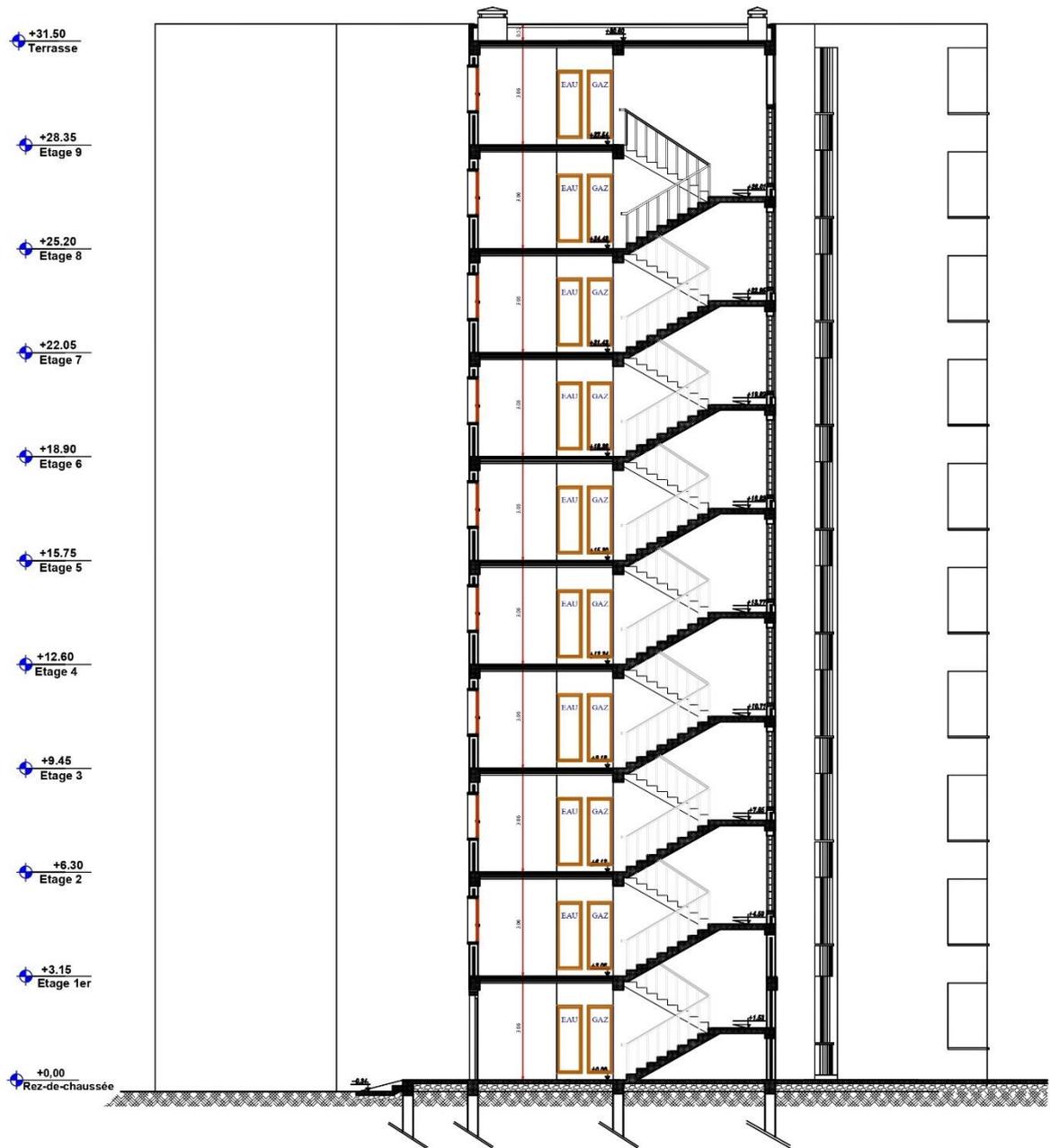


Figure I. 3: Coupe A-A.

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.2.1 Description architecturale

- ✓ Largeur en plan ----- **23,60 m**
- ✓ Longueur en plan ----- **28,90 m**
- ✓ Hauteur du RDC ----- **3,06 m**
- ✓ Hauteur étage courant ----- **3,06 m**
- ✓ Hauteur totale ----- **30,60 m.** « acrotère non compris ».
- ✓ La hauteur de l'acrotère est de : **60 cm.**

I.2.2 Données géotechniques du site

Le terrain réservé pour la réalisation de cette promotion immobilière à Alger d'après le rapport de sol on peut classer notre sol en :

- Classe S3 (sol meuble).
- La contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1,2$ bars.

I.2.3 Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m et est situé en zone VI ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA2024) préconise un système de contreventement assuré par des voiles en béton armé.

I.2.4 Description structurale

I.2.4.1 Planchers

Nous avons adopté des planchers en corps creux, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

Le plancher à corps creux (20+5) pour les différents étages

I.2.4.2 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison)
- Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10cm.
- Murs intérieurs (simple cloison)

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment, ...), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.2.4.4 Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier balancé ; un escalier à deux volées.

I.2.4.5 Terrasse

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 70 cm de hauteur. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.2.4.6 Revêtements

Terrasse

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

Murs extérieurs (double paroi)

- Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I.3 Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1 Béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier), avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.1 Caractéristique du Béton

- ✓ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ✓ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ Bonne résistance à la compression.
- ✓ Faible résistance à la traction.

I.3.1.2 Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Imperméabilité à l'eau.
- ✓ Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CEM II 42.5 N)

I.3.1.3 Granulats

- ✓ Le béton est constitué de deux types de granulats.
- ✓ Sable de dimension inférieure à 5 mm
- ✓ Gravier de dimension inférieure à 25mm (8/15 et 15/25)

I.3.1.4 Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.2 Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.1 Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge, cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section ($\phi = 16\text{cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($H = 32\text{cm}$), pour notre étude on a pris une résistance nominale de béton à 28 jours, égale à 25MPa

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, Selon les règles (D.T.R B.C.2.2) et CBA93 (Art A.2.1.1.1) la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$\text{➤ } F_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{➤ } F_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} \times F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

I.3.2.3 Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- ✓ En traction directe.
- ✓ En traction par fendage
- ✓ En traction par flexion

Selon les règles (CBA93 (Art A.2.1.1.1.2)) La résistance à la traction du béton f_{tj} Celle à la compression par la relation :

$$\bullet \quad F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{c28}$$

I.3.2.4 Coefficient de poisson ν

$$\frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δa " raccourcissement longitudinal " Δl ")

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). **CBA93, A2.1.3**

I.3.2.5 Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij} \text{ (MPa)} = 1100 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{CBA, 2.1.2.1}$$

Où le f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à J jours exprimé en MPa. Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égale a :

$$E_{vj} \text{ (Mpa)} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad \text{CBA, 2.1.2.2}$$

I.3.3 Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3.1 Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I. 1: Les types d'aciers utilisés et leur nuance

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	FeE 500	$\varphi = 8$	500
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 500	$\varphi \geq 10$	500
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$4 \leq \varphi \leq 6$	520

I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé:

$$E = 2.10^5 \text{ Mpa} \quad \text{CBA Art.2.2.1}$$

N.B

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie F_e .

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4 Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (**E.L.U**) basé sur :

- ✓ Equilibre statique
- ✓ La résistance de l'un des matériaux
- ✓ La stabilité de forme

Etat limite de service (**E.L.S**) base sur :

- ✓ Conditions d'exploitation
- ✓ La durabilité

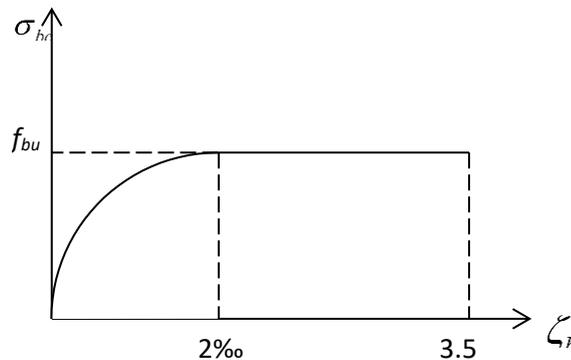
I.4.1 E.L.U de résistance (Art, A.4.3)**I.4.1.1 Contrainte du béton en compression**

Figure I. 4: Diagramme de déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 F_c j}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

γ_b coefficient de sécurité, tel que.

- ✓ $\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale.

- ✓ $\gamma_b = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.
- ✓ $\Theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 H.
- ✓ $\Theta = 0,9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- ✓ $\Theta = 0,85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.1.2 Contrainte ultime de cisaillement

- Fissuration peu nuisible $\tau_{\min} \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_{\min} \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right)$

I.4.1.3 Contrainte limite de l'acier

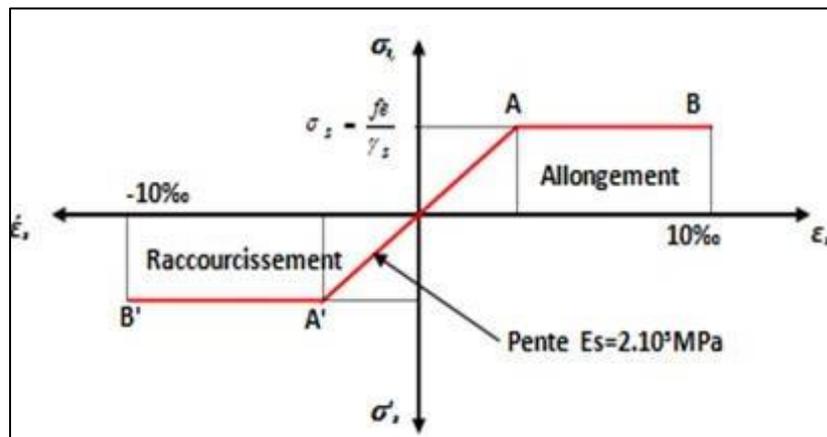


Figure I. 5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est :

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

Avec

σ_s = Contrainte de l'acier.

F_e = Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$ situation durable

1 situation accidentelle

ϵ_s = Allongement ou raccourcissement de l'acier

ϵ_s = Allongement ou raccourcissement limite

$$\epsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$$

I.4.2 A l'E.L.S :(Art A.4.5)

I.4.2.1 E.L.S de compression de béton

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\sigma_{bc} = 0,6F_{cj}$

L'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à σ_{bc}

I.4.3 Contrainte limite de l'acier

- Fissuration peu nuisible aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}F_e, \max(240MPa, 110\sqrt{\eta Ft_j}))$ Mpa
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{F_e}{2}, \max(200MPa, 90\sqrt{\eta Ft_j}))$ Mpa

η Coefficient de fissuration tel que

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et treillis a soudés

1,6 pour les armatures a haute adhérences

I.5 Règles de calcul

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA2024).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2[5]).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL 91 modifiée en 99).
- Règles de calcul du béton armé Algérien (CBA93).

I.6 Méthodologie de calcule

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA2024**

I.7 Les hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation

Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.16 MPa.
		Situation accidentelle	18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	434,78 MPa
		Situation accidentelle	500 MPa

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2024** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

$$\text{➤ } \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad \text{CBA (Article B.6.8.4.2.4)}$$

$$\text{➤ } \text{et } ht > \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- ✓ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ✓ Pour le cas de notre structure, nous avons :

$$L=5,50$$

$$550/22,5 \leq ht \rightarrow ht > 24,44$$

On choisit : **ht = 25** cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(20+5)**

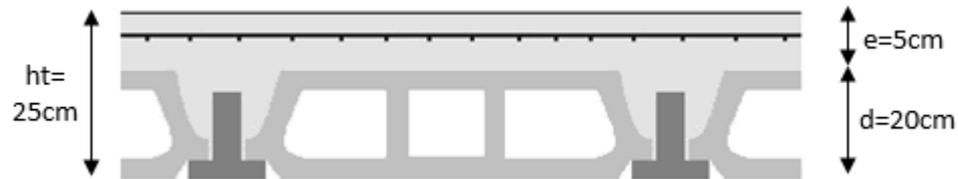


Figure II. 1: Dimensionnement de plancher corps creux.

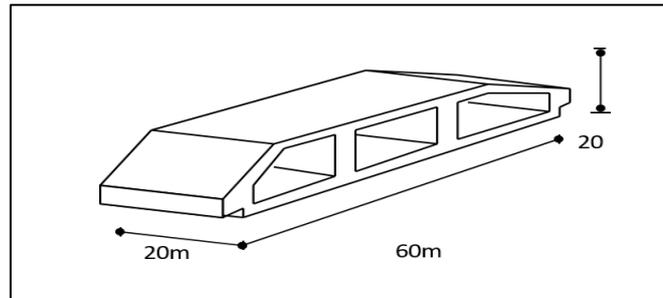


Figure II. 2: Dimension du corps creux.

II.2.2 Les dalles pleines

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles du balcon dépend de critère suivant

- $L_0=1,50\text{m}$ portée libre
- $L_0/10 \leq e \rightarrow 15 \leq e$

Donc on choisit $e = 15\text{cm}$

II.3 Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.3.1 Maçonnerie

II.3.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 1: Charge permanente de mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	1.62

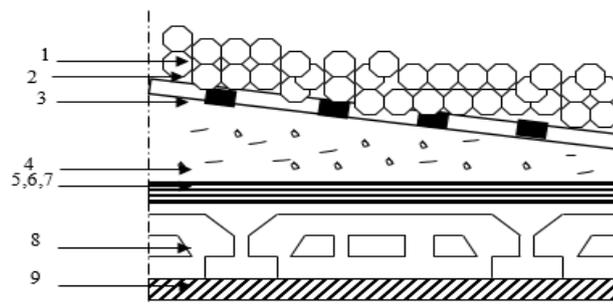
II.3.1.2 Murs extérieurs (double-cloison)**Tableau II. 2:** Charge permanente de mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
			G	2.52

II.3.2 Plancher terrasse**II.3.2.1 Charge permanente****Tableau II. 3:** Charge permanente plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	3.08
5	Pare vapeur	0.01	0.06
6	Film polyane	-	0.01
7	Planche corps creux	0.20+0.05	3.6
8	Enduit de ciment	0.02	0.2
			G
			7.84

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches
- 3) Papier kraft
- 4) Forme de pente
- 5) Plaque de liège
- 6) Film polyane
- 7) Isolation thermique.
- 8) Plancher à corps creux.
- 9) Enduit en plâtre.

**Figure II. 3:** Composant de plancher terrasse.**II.3.2.1 Charges d'exploitation**Terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3 Plancher courant

II.3.3.1 Charges permanentes

Tableau II. 4: Charge permanente de plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.20+0.05	3.6
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1
	G		6.18

II.3.3.2 Charges d'exploitation

Selon le DTR charge et surcharge

$$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \text{ (Habitation)}$$

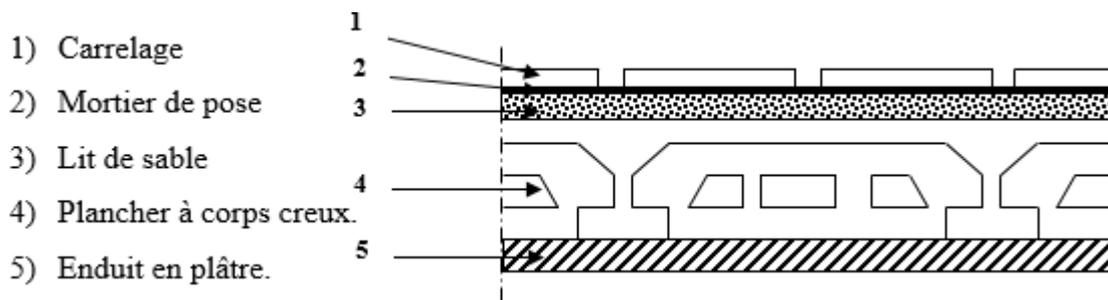


Figure II. 4: Composant de plancher courant.

II.3.4 Balcons

Tableau II. 5: Charges permanents du balcon

Elément	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.56
Mortier de pose (e = 2cm)	0.4
Poids propre de la dalle (e=20cm)	5
Enduit de ciment (e=2cm)	0.36
Lit de sable (e=3cm)	0.54
ΣG =	G = 6.86 kN/m²

Charge concentrée du garde-corps**II.3.5 Escalier****Paillasse :****Tableau II. 6:** Charges permanentes du palliase de l'escalier

Eléments	G (kN/m²)
Poids propre de la paillasse	5,59
Mortier de pose horizontale (e=2 cm)	0.4
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Mortier de pose verticale (e=3 cm)	0.6
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Poids propre de la marche	1.87
Garde-corps	1
Enduit en ciment	0.36
ΣG =	10.94 kN/m²

-Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Acrotère (main courante).....	Q =1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible).....	Q =1,0kN/m ²
Plancher à usage habitation.....	Q = 1,5 kN/m ²
Plancher à usage commerce.....	Q = 2,5 kN/m ²
Escaliers.....	Q = 2,5 kN/m
Balcon.....	Q =3,5kN/m ²

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

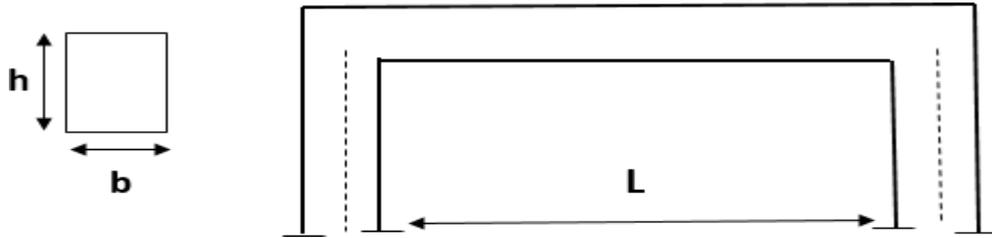


Figure II. 5: Dimension de la poutre.

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- ✓ $(Portee\ max)/15 \leq h \leq (portee\ max)/10$
- ✓ $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA2024 en zone VI sont :

- $b > 25\text{cm}$
- $h > 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq (1,5h + bc)$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X

Tableau II. 7: Prédimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Condition de résistance	$L_{max} = 5,50\text{m}$ $550/15 \leq h \leq 550/10$ $36,6 \leq h \leq 55$ On adopte $h = 40\text{cm}$ $\rightarrow 12 \leq b \leq 30$ On adopte $b = 30\text{ cm}$	$L_{max} = 5,50$ $550/15 \leq h \leq 550/10$ $36,6 \leq h \leq 55$ On adopte $h = 40\text{cm}$ $\rightarrow 12 \leq b \leq 30$ On adopte $b = 30\text{cm}$
Vérification RPA2024	$b = 30 > 25\text{cm}$ $h = 40 > 30\text{cm}$ $40/30 = 1,33 \leq 4$	$b = 30 > 25\text{cm}$ $h = 40 > 30\text{cm}$ $40/30 = 1,33 \leq 4$
Conclusion	$h = 40\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

Lors du prédimensionnement des poteaux en béton armé, plusieurs considérations sont prises en compte, notamment leur capacité à supporter les charges verticales (permanentes et d'exploitation) et à reprendre les efforts sismiques. Voici les étapes courantes du prédimensionnement des poteaux :

Pour simplifier la conception, on sélectionne généralement trois types de poteaux représentatifs, les plus sollicités : un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargée qu'il supporte. Les charges verticales comprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

La loi de dégression des charges d'exploitation est utilisée pour tenir compte de la diminution progressive des charges en fonction de la hauteur des étages.

Les coefficients de dégression spécifiques sont déterminés en fonction des réglementations applicables et des caractéristiques du projet.

Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a/ Condition de stabilité:

$$\lambda = L_f / 10$$

Avec : L_f : longueur de flambement. λ : Elancement du poteau

b/ Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \frac{1}{\beta} \left(\frac{B r_c f_{bc}}{0,9} + 0,85 A \sigma_s \right)$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

RPA2024 exige

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone VI
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{L_c f}{20}$ quelle que soit la zone
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ quelle que soit la zone

Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau de centre.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle

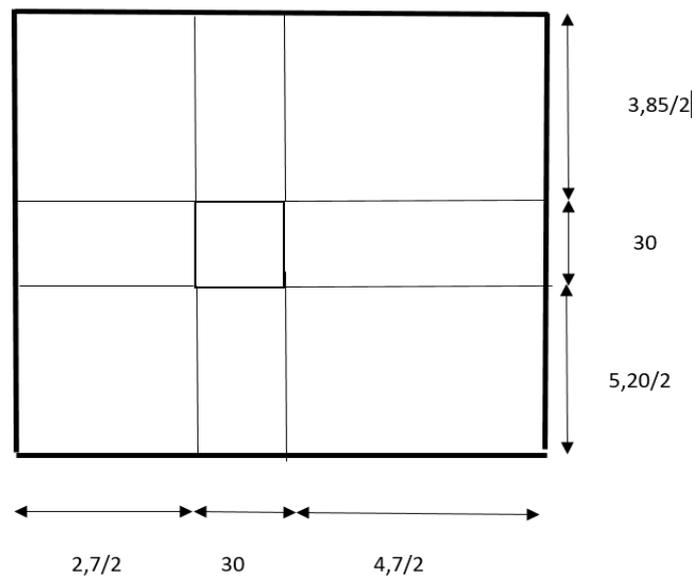
II.5.1 Poteau centrale**La surface d'influence**

Figure II. 6: Surface revenante au poteau central.

- La surface pour G

$$S = (2,7/2 + 4,7/2) \times (5,20/2 + 3,85/2)$$

$$S = 16,742 \text{ m}^2$$

- La surface pour Q

$$S = (2,7/2 + 0,3 + 4,7/2) \times (5,20/2 + 0,3 + 3,85/2)$$

$$S = 19,3 \text{ m}^2$$

Charges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , Q_3 Q_n Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3....., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Loi de Dégression : Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse $\Rightarrow Q = 1 \times 19,3 = 19,3 \text{ kN}$

Plancher courant $\Rightarrow Q = 1,5 \times 19,3 = 28,95 \text{ kN}$

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II. 8: Les charges d'exploitation de poteau centrale

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	19,3	19,3
9 ^{eme}	Q1	1,5	Q0+ Q1	19,3	48,25
8 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	19,3	74,30
7 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	19,3	97,46
6 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	19,3	117,73
5 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	19,3	135,1
4 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	19,3	149,57
3 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	19,3	164
2 ^{eme}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	19,3	178,41
1 ^{er}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	19,3	193,09
RDC	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	19,3	207,47

Charge permanente :

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau II. 9: La descente des charges du poteau central

Etages	Eléments	G (kN)
Terrasse	Plancher terrasse 16,742 \times 7,84	131,26
	Poutre principale 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,825	14,475
	Poutre secondaire 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4	12
	Poteau 0,35 \times 0,35 \times (3,06 - 0,4) \times 25	8,14
	Σ G	172,43
Les étages courant	Plancher courant 16,742 \times 6,18	103,46
	Poutre principale 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,825	14,475
	Poutre secondaire 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4	12
	Poteau 0,35 \times 0,35 \times (3,06 - 0,4) \times 25	8,14
	Σ G	144,63

Tableau II. 10: La descente des charges permanente du poteau central

Etages	Charge permanente pour chaque niveau	G cumulé
Terrasse	172,43	172,43
9eme	144,63	317,06
8eme	144,63	461,69
7eme	144,63	606,32
6eme	144,63	750,95
5eme	144,63	895,58
4eme	144,63	1040,21
3eme	144,63	1184,84
2eme	144,63	1329,47
1er	144,63	1474,1
RDC	144,63	1618,73

Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux centraux

Niveau	ELU (Nu) 1,35G+1,5Q kNz	ELS (Ns) G+Q kN	Sections	Choix	Vérification $S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Observation
Terrasse	261,73	191,73	2025	45×45	127,82	Vérifier
9 ^{ème}	500,41	365,31	2025	45×45	243,54	Vérifier
8 ^{ème}	734,73	536	2025	45×45	357,33	Vérifier
7 ^{ème}	964,72	703,78	2025	45×45	469,19	Vérifier
6 ^{ème}	1190,38	868,68	2500	50×50	579,12	Vérifier
5 ^{ème}	1411,68	1030,68	2500	50×50	687,12	Vérifier
4 ^{ème}	1628,64	1189,78	2500	50×50	793,19	Vérifier
3 ^{ème}	1845,53	1348,84	3025	55×55	899,23	Vérifier
2eme	2062,40	1507,88	3025	55×55	1005,25	Vérifier
1 ^{er}	2279,67	1667,19	3025	55×55	1111,46	Vérifier
RDC	2496,49	1826,2	3025	55×55	1217,46	Vérifier

Vérification au RPA

RPA2024 exige

➤ $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone VI on as $b=40 \times 40$ vérifiée

➤ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{L_{cf}}{20}$ quelle que soit la zone $l_{cf} = 3,06 - 0,4 = 2,66\text{m}$

$\frac{266}{20} = 13,3 \leq b=40$ vérifiée

➤ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ quelle que soit la zone $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ vérifiée

II.5.2 Poteau de rive

La surface d'influence

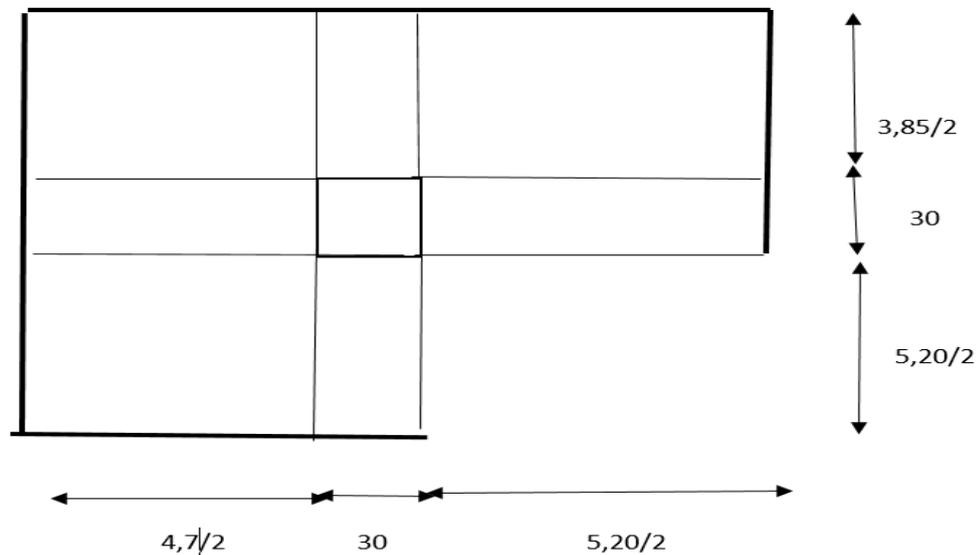


Figure II. 7: Surface revenante au poteau de rive.

Surface réduite pour G

$$S = 4,7/2 \times (5,20/2 + 3,85/2) + (3,85/2 \times 5,20/2)$$

$$S = 15,63 \text{ m}^2$$

Surface totale pour Q

$$S = 5/2 \times (5,50/2 + 3,85 / 2) + (3,85/2 \times 5,20/2)$$

$$S = 16,212 \text{ m}^2$$

Charges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , Q_3 ,..... Q_n Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Loi de Dégression : Surcharge d'exploitation

$$\text{Plancher terrasse} \Rightarrow Q = 1 \times 16,212 = 16,212 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher courant} \Rightarrow Q = 1,5 \times 16,212 = 24,318 \text{ kN}$$

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II. 12: La surcharge d'exploitation du poteau de rive

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	∑ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	16,212	16,212
9 ^{ème}	Q1	1,5	Q0+ Q1	16,212	40,53
8 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	16,212	62,42
7 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	16,212	81,87
6 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	16,212	98,89
5 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	16,212	113,48
4 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	16,212	125,64
3 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	16,212	137,75
2 ^{ème}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	16,212	149,86
1 ^{er}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	16,212	162,2
RDC	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	16,212	174,28

Charge permanente :

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 13: La charge permanente de poteau de rive

Étages	Eléments	G (kN)
Terrasse	Plancher terrasse 15,63 × 7,84	122,54
	Poutre principale 0,3 × 0,4 × 25 × 4,825	14,475
	Poutre secondaire 0,3 × 0,4 × 25 × 4,95	14,85
	Poteau 0,35 × 0,35 × (3,06 – 0,4) × 25	8,14
	∑ G	168,72
Les étages courant	Plancher courant 15,63 × 6,18	96,59
	Poutre principale 0,3 × 0,4 × 25 × 4,825	14,475
	Poutre secondaire 0,3 × 0,4 × 25 × 4,95	14,85
	Poteau 0,35 × 0,35 × (3,06 – 0,4) × 25	8,14
	∑ G	134,05

Tableau II. 14: La descente de charge de poteau de rive

Etages	Charge permanente pour chaque niveau	G cumulé
Terrasse	168,72	168,72
8eme	134,05	302,77
7eme	134,05	436,82
6eme	134,05	570,82
5eme	134,05	704,92
4eme	134,05	838,97
3eme	134,05	973,02
2eme	134,05	1107,07
1er	134,05	1241,12
RDC	134,05	1375,17
Sous-sol	134,05	1509,22

Vérification au RPA

RPA2024 exige

➤ $\text{Min}(b,h) \geq 30\text{cm}$ en zone VI on as $b=35 \times 35$ vérifiée

➤ $\text{Min}(b,h) \geq \frac{Lcf}{20}$ quelle que soit la zone $lcf = 3,06 - 0,4 = 2,66\text{m}$

$\frac{266}{20} = 13,3 \leq b=35$ Vérifiée

➤ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ quelle que soit la zone $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ Vérifiée

Tableau II. 15: Choix de section du poteau de rive

Niveau	ELU (Nu) 1,35G+1,5Q kN	ELS (Ns) G+Q kN	Sections	Choix	Vérification $S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Observation
Terrasse	252,09	184,93	1225	35x35	123,28	Vérifier
9 ^{ème}	469,53	343,3	1600	40x40	228,86	Vérifier
8 ^{ème}	683,34	499,24	1600	40x40	332,83	Vérifier
7 ^{ème}	893,41	652,69	1600	40x40	435,13	Vérifier
6 ^{ème}	1099,97	803,81	2025	45x45	535,87	Vérifier
5 ^{ème}	1302,83	952,45	2025	45x45	634,97	Vérifier
4 ^{ème}	1502,04	1098,66	2025	45x45	732,4	Vérifier
3 ^{ème}	1701,17	1244,82	2500	50x50	829,88	Vérifier
2 ^{ème}	1900,30	1390,98	2500	50x50	927,32	Vérifier
1 ^{er}	2099,78	1537,37	2500	50x50	1024,91	Vérifier
RDC	2298,87	1683,5	2500	50x50	1122,33	Vérifier

II.5.3 Poteau de coin

Surface d'influence

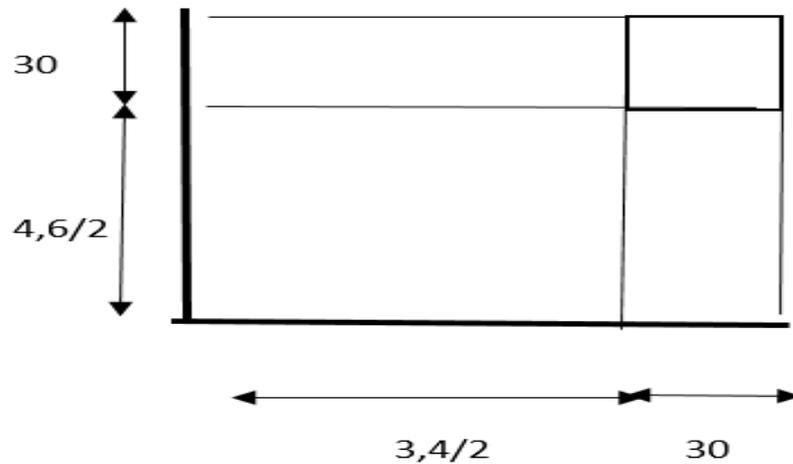


Figure II. 8: Surface revenante au poteau de coin.

Surface réduite pour G

$$S = 4,6/2 \times 3,4/2$$

$$S = 3,91 \text{ m}^2$$

Surface totale pour Q

$$S = 4,9/2 \times 3,7/2$$

$$S = 4,53 \text{ m}^2$$

Charges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , Q_3 ,..... Q_n Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Loi de Dégression : Surcharge d'exploitation

$$\text{Plancher terrasse} \Rightarrow Q = 1 \times 4,53 = 4,53 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher courant} \Rightarrow Q = 1,5 \times 4,53 = 6,8 \text{ kN}$$

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II. 16: Surcharge d'exploitation du poteau de coin

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	4,53	4,53
9 ^{ème}	Q1	1,5	Q0+ Q1	4,53	11,33
8 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	4,53	17,45
7 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	4,53	22,89
6 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	4,53	27,65
5 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	4,53	31,73
4 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	4,53	35,13
3 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	4,53	38,52
2 ^{ème}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	4,53	41,90
1 ^{er}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	4,53	45,35
RDC	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	4,53	48,73

Charge permanente : Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17: La charge permanente de poteau de coin

Étages	Éléments	G (kN)
Terrasse	Plancher terrasse $3,91 \times 7,84$	30,65
	Poutre principale $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,45$	7,35
	Poutre secondaire $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1,85$	5,55
	Poteau $0,35 \times 0,35 \times (3,06 - 0,4) \times 25$	8,14
	Σ G	51,69
Les étages courant	Plancher courant $3,91 \times 6,18$	24,16
	Poutre principale $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,45$	7,35
	Poutre secondaire $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1,85$	5,55
	Poteau $0,35 \times 0,35 \times (3,06 - 0,4) \times 25$	8,14
	Σ G	45,2

Tableau II. 18: La descente des charges de poteau de coin

Étages	Charge permanente pour chaque niveau	G cumulé
Terrasse	51,69	51,69
9eme	45,2	96,89
8eme	45,2	142,09
7eme	45,2	187,29
6eme	45,2	232,49
5eme	45,2	277,69
4eme	45,2	322,89
3eme	45,2	368,89
2eme	45,2	413,29
1 ^{er}	45,2	458,49
RDC	45,2	503,69

Tableau II. 19: Choix de section pour le poteau de coin

Niveau	ELU (Nu) 1,35G+1,5Q kN	ELS (Ns) G+Q kN	Sections	Choix	Vérification $S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Observation
Terrasse	76,57	56,22	900	30x30	37,48	Vérifier
9 ^{ème}	147,79	108,22	1225	35x35	72,15	Vérifier
8 ^{ème}	218	159,54	1225	35x35	106,36	Vérifier
7 ^{ème}	287,18	210,18	1225	35x35	140,12	Vérifier
6 ^{ème}	355,34	260,14	1225	35x35	173,43	Vérifier
5 ^{ème}	422,47	309,42	1225	35x35	206,28	Vérifier
4 ^{ème}	488,59	358,02	1225	35x35	238,68	Vérifier
3 ^{ème}	555,78	407,12	1600	40x40	271,43	Vérifier
2 ^{ème}	620,79	455,19	1600	40x40	303,46	Vérifier
1 ^{er}	686,98	503,84	1600	40x40	335,89	Vérifier
RDC	753,07	552,42	2025	45x45	368,28	Vérifier

Vérification au RPA

RPA2024 exige

➤ $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone VI on as $b=30 \times 30$ vérifiée

➤ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{Lcf}{20}$ quelle que soit la zone $lcf = 3,06 - 0,4 = 2,66\text{m}$

$\frac{266}{20} = 13,3 \leq b=30$ Vérifiée

➤ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ quelle que soit la zone $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ Vérifiée

Tableau II. 20: Choix de section final des poteaux

Étages	Poteau centrale	Poteau de rive	Poteau de coin
	Section	Section	Section
9eme	45x45	35x35	30x30
8eme	45x45	40x40	35x35
7eme	45x45	40x40	35x35
6eme	45x45	40x40	35x35
5eme	50x50	45x45	40x40
4eme	50x50	45x45	40x40
3eme	50x50	45x45	40x40
2eme	55x55	50x50	45x45
1er	55x55	50x50	45x45
Sous-sol	55x55	50x50	45x45

II.6 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux, qui servent à contreventer la structure en reprenant les efforts horizontaux (les séismes, les vents, ...) , aussi ils sont conçus pour reprendre les efforts verticaux (les charges permanentes et d'exploitation).

Selon le RPA2024 (Règlement Parasismique Algérien) , les éléments satisfaisant la condition $L \geq \max \left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m \right)$ sont considérés comme des voiles.

L'épaisseur minimale b_w est $\max \left(15cm, \frac{h_e}{20} \right)$. De plus, l'épaisseur doit être déterminer en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité.

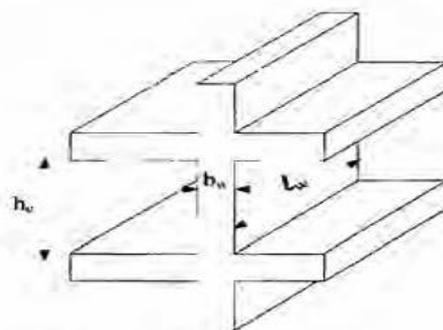


Figure II. 9: Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas nous utilisons les formules suivantes pour le calcul d'épaisseur de voile

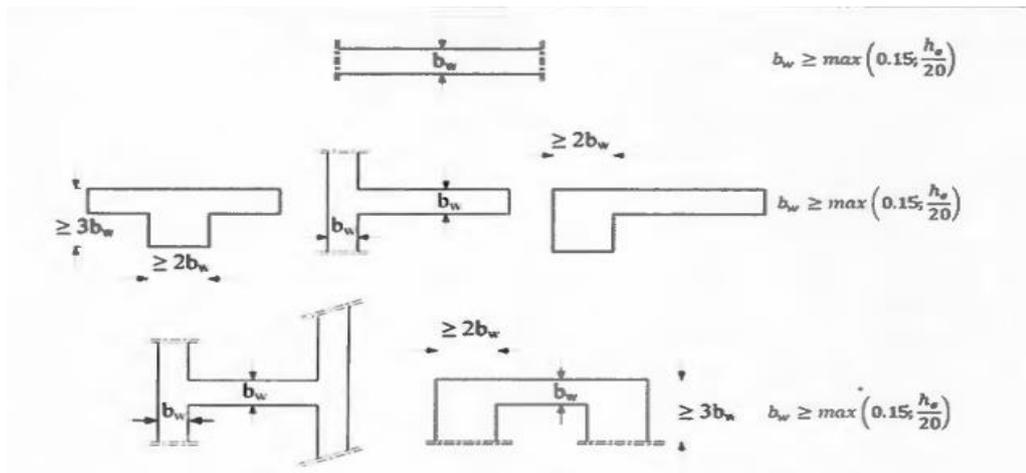


Figure II. 10: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

$$B_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec :

h_e = hauteur d'étage et b_w = l'épaisseur de voile

Pour le sous-sol

- $h_e = 2,88 - 0,4 = 2,48\text{m}$
- $b_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{248}{20} = 12,4\right) \rightarrow b_w = 15\text{cm}$

Pour l'étage courant

- $h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66$
- $b_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{266}{20} = 13,3\right) \rightarrow b_w = 15\text{cm}$

Pour les voiles nous adopterons une épaisseur de $b_w = 20\text{cm}$

II.7 Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué ; et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites ; on adopte les dimensions suivantes qu'ont à la fois sécuritaire et économique.

- Plancher corps creux : **20+5.**
- Dalle pleine : **e=15cm.**
- Poutres principale (P.P) : **30x40 cm²**
- Poutres secondaires (P.S) : **30x40 cm²**
- poteaux centrales : **55x55 cm² / 50x50 cm² / 45x45 cm².**

- poteaux rives : **50x50cm² / 45x45 cm² / 40x40 cm²/ 35x35 cm².**
- poteaux d'angles : **45x45 cm² / 40x40 cm²/35x35 cm²/30x30 cm² .**
- Voiles sous-sol et les étages courant : **e = 20cm**
- **Pour les poteaux de sous sol jusqu'au 2eme etage : 55x55**
- **Pour les poteaux de 3eme jusqu'au 5eme etage : 50x50**
- **Pour les poteaux de 6eme jusqu'au 9eme etage : 45x45**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs, et élément secondaire qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires tel que : planchers, escaliers, acrotère, balcon ...etc.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 2024** ».

III.2 L'acrotère

III.2.1 Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un élément non structural, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse.

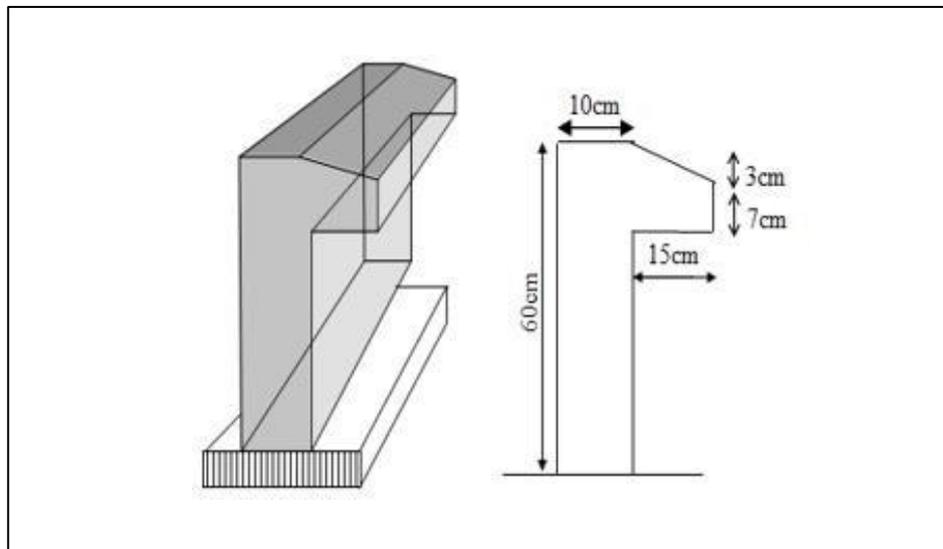


Figure III. 1: L'acrotère.

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse cette dernière est sollicité par deux efforts importants :

Effort vertical dû à son poids propre.

Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement. Le

calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, a la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bonde 1m de largeur dont les dimensions sont les suivant :

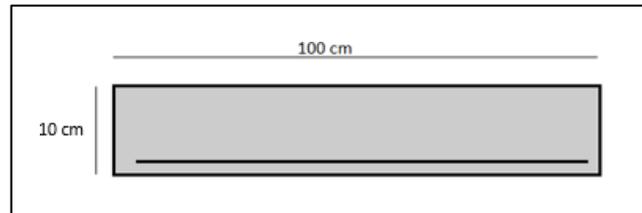


Figure III. 2: Section de l'acrotère.

-Largeur : $b=100$ cm

-Hauteur : $h=60$ cm

-Epaisseur : $e=10$ cm

III.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

Charge d'exploitation :

$$Q=1\text{kN/ml}$$

Charge permanente :

S = poids volumique x surface de l'acrotère

$$S = [(0.6 \times 0.10) + \frac{1}{2}(0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07)] = 0.07275 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0.007275 = 1.82 \text{ kN/ml}$$

$$G \text{ revêtement} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.10) \times 2 = 0.42 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Donc } G_T = 2.24 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales Q_h (F_p) :

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère a la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1+3.h_z/H).W_p \quad (\text{Art 6.2.3})$$

Avec

$A = 0,30$ coefficient d'accélération de zone VI

$I = 1$ coefficient d'importance

$S = 1,30$ coefficient de site S3

$C_p = 0,8$ facteur de force horizontale (console)

$W_p = 2,24$ poids de l'élément considéré

$H = 30,60\text{m}$ hauteur totale du bâtiment a partir de la base

$h_z = 31,2\text{m}$ hauteur du niveau de l'acrotère a partir de la base

Donc

$$F_{pk} = (0,30 \cdot 1,1 \cdot 1,30) \cdot 0,8 \cdot (1 + 3 \cdot 31,2/30,60) \cdot 2,24$$

$$F_{pk} = 2,836 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p) \quad F_p = 2,836 \text{ kN}$$

$$1,5Q = 1,5 \text{ kN} \rightarrow \quad Q_u = Q_h = 2,836 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

$$G = 2,24 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 2,836 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.2 Calcul des Les sollicitations :

Pour une bande de 1m

À l'état limite ultime (ELU) :

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad N_u = 1,35 \cdot G = 3,024 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 2,55 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad V_u = 1,5 \cdot Q = 4,254 \text{ kN}$$

À l'état limite de service (ELS) :

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad N_s = G = 2,24 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad M_s = Q \cdot h = 1,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad V_s = Q = 2,836 \text{ kN}$$

Tableau III. 1: Calcul de sollicitation

	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
ELU	3,024	2,55	4,254
ELS	2,24	1,70	2,836

III.2.2.3 Calcul de l'excentricité

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}, \quad f_{eE} = 500 \text{ Mpa}, \quad e = M_u/N_u = \frac{2,55}{3,024} = 0,843\text{m} = 84,3\text{cm}$$

$$d = h/2 - c = 10/2 - 2 = 3\text{cm} \leq e$$

→ donc la section est partiellement comprimée

Le centre de la section se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effort du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (en adopte un ferrailage symétrique).

-calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) = 2,55 + 3,024 (0,08 - 0,10/2) = 2,64 \text{ kn.m}$$

$$\eta = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,64 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 80^2} = 0,029 \leq \eta_r = 0,371 \text{ les armatures comprimées ne sont pas}$$

nécessaires ($A_{s'} = 0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 0,036 \leq \alpha_r$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 80 (1 - 0,4 \cdot 0,036) = 78,85 \text{ mm}$$

On a $\eta \leq 0,1$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{1,07 M_f}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \cdot 2,64 \cdot 10^3}{435 \cdot 8} = 0,811 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,811 - \frac{3,024}{100 \cdot 435} \cdot 10^3 = 0,741 \text{ cm}^2$$

→ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} \geq \max (b \cdot h / 1000 ; 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}) = (1 ; 0,772) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{s \text{ min}}) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 8HA14 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$St < \min (3h, 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Armatures de réparation :

$$A_r = A_p / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2 : \rightarrow \text{on prend } A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$St < \min (4h ; 45) = 40 \text{ cm} : \rightarrow \text{on prend } St = 20 \text{ cm}$$

III.2.2.4 Vérification a ELU

Vérification d'effort tranchant

$$T_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4,254 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,053 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$T_u \leq \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = \min (2,5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$T_u = 0,053 \leq 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des armatures transversale :**

Dans le cas des élément minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivant est vérifier :

$$\tau_u = 0.053 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

III.2.2.5 Vérification ELS :

$$M_{ser} = 1,70 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 2.24 \text{ kN}$$

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} = 1,70 / 2,24 = 0,758\text{m} = 75,8\text{cm}$$

$$e_1 \geq h/2 - c = 3\text{cm}$$

donc la section est partiellement comprimée

$$c = h/2 - e_1 = 10/2 - 75,8 = -70,8 \text{ cm}$$

le centre de pression se trouve a l'extérieure de la section calculer

$$Y_{ser} = Z_c + C$$

$$P = -3c^2 + 90.A_s \cdot \frac{d-c}{b} = -14895,37 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90.A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b} = 698556,95 \text{ cm}^2$$

Résolution de l'équation :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 698556,95^2 + \frac{4(-14895,37)^3}{27}$$

$$\Delta = -1,62 \cdot 10^9 \leq 0 \text{ donc } \varphi = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \cdot \frac{\sqrt{-3}}{p} \right)$$

$$\varphi = \arccos \left(\frac{3 \cdot 698556,95}{2 \cdot (-14895,37)} \cdot \frac{\sqrt{-3}}{-14895,37} \right)$$

$$\varphi = 176,375^\circ$$

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{-14895,37}{3}} = 140,92$$

Nous avons 3 solution :

$$Z_1 = \alpha \cos(\varphi/3) = 73,01 \text{ cm}$$

$$Z_2 = \alpha \cos(\varphi/3 + 120) = -140,88 \text{ cm}$$

$$Z3 = \alpha \cos (\varphi / 3 + 240) = 67,87 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser } 1} = 2,21 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser } 2} = -211,68 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser } 3} = -3,12 \text{ cm}$$

On prend $0 \leq Y_{\text{ser}} = 2,21 \leq d = 8 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n A S (d - y)^2 \text{ avec } n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 2,21^3 + 15 \cdot 2,01 \cdot (8 - 2,21)^2 = 1370,55$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \cdot z}{I} \cdot y_{\text{ser}} = \frac{2,24 \cdot 73,01}{1370,55} \cdot 2,21 = 0,263 \text{ kN/cm}^2 = 2,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouvrage des fissures :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_{\text{ser}} \cdot z}{I} (d - y_{\text{ser}}) = 15 \cdot \frac{2,24 \cdot 73,01}{1370,55} \cdot (8 - 2,21)$$

$$\sigma_s = 10,63 \text{ kN/cm}^2 = 106,3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min (2/3 f_{te} = 333,33 ; \max (0,5 f_{te} = 250 ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{t28} = 201,63)) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 106,3 \text{ Mpa} \leq \sigma_s = 250 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures sont donc adaptées

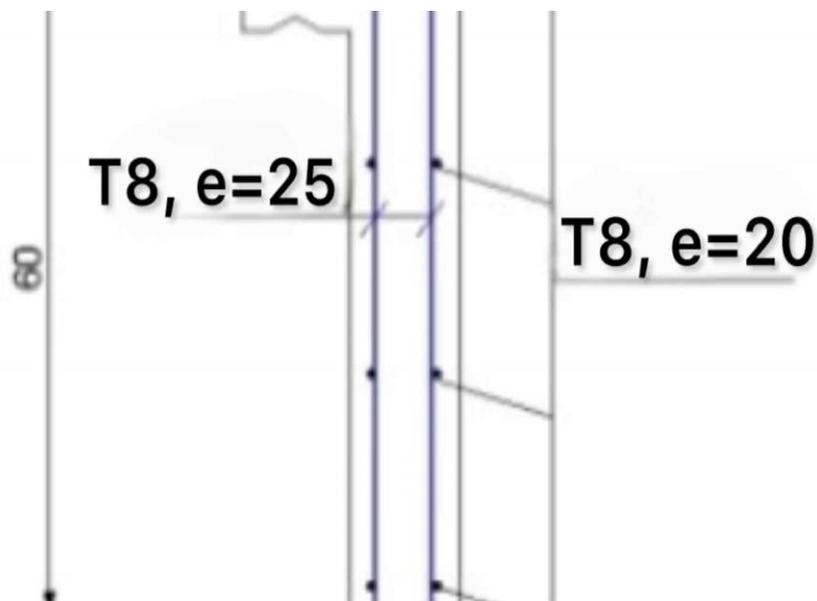


Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Balcon

III.3.1 Définition

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants sur la longueur de la façade, balcons superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

III.3.2 Ferrailage d'un balcon

Le bâtiment étudié comporte à plusieurs types de balcon, et on généralise le calcul par balcon rectangulaire comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

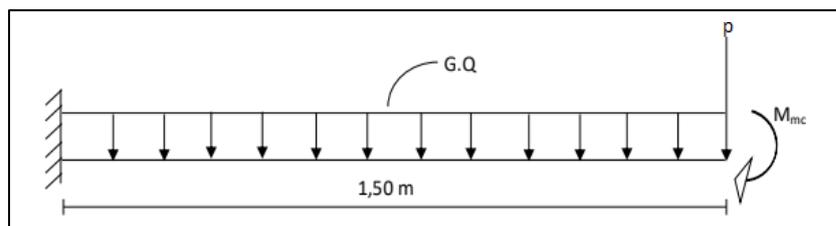


Figure III. 4: Schéma statique de balcon.

III.3.2.1 Evaluation des charges

- **Charge d'exploitation**
 $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$
- **Charge permanentes**

Charge du balcon :

Tableau III. 2: Evaluation des charges de balcon

Dalle de sol	$0.02 \times 28 = 0.56$
Mortier de pose (e=2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4$
Poids propre de la dalle (e=20cm)	$0.20 \times 25 = 5$
Enduit de ciment (e=2cm)	$0.02 \times 18 = 0.36$
Lit de sable (e=3cm)	$0.03 \times 18 = 0.54$
	$G = 6.86 \text{ kN/m}^2$

- **Charge concentrée du garde-corps :**

Tableau III. 3: Charges permanentes du panneau

Poids du mur (brique e=10cm)	$9 \times 0.1 = 0.9$
Enduits de ciment (2×2cm)	$0.04 \times 18 = 0.72$
	$p = 1.62 \text{ kN/m}^2$

III.3.2.2 Combinaisons des charges

- **Charge réparties G et Q :**

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.86) + (1.5 \times 3.5) = 14.51 \text{ kN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 6.86 + 3.5 = 10.36 \text{ kN/ml}$

- **Charge concentrée :**

- ELU : $p_u = 1.35p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

-EL- : $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

-**Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kNm}$$

Tableau III. 4: Combinaison des charges

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
q	14.51	10.36
P	2.18	1.62
M_{mc}	1.5	1

- **Calcul des efforts internes :**

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

-Moment fléchissant $\rightarrow M_u = \left(-\frac{q.l^2}{2} + F.L + M_c\right)$

-Effort tranchant $\rightarrow Tu = ql + F$

A ELU

$$Mu = -\left(\frac{14,51 \cdot 1,50^2}{2} + 2,18 \cdot 1,50 + 1,50\right) = 21,10 \text{ kN.m}$$

$$T = 14,51 \cdot 1,50 + 2,18 = 23,95 \text{ kN}$$

Tableau III. 5: Combinaisons des charges

	ELU	ELS
M(kN.m)	21.10	15.08
T (kN)	23.95	17.16

III.3.2.3 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III. 6: Ferrailage de balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	As' (cm ²)	α	Z (mm)	As calculé (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)	Esp (cm)
21.10	0,082	oui	0	0,107	129,22	3.75	7HA10	5.50	14

III.3.3 Vérification

- **Espacement**

$St \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ Pour une charge répartie

(2h ; 22cm) Pour une charge concentrée

$St \leq \min(33\text{cm})$

(22cm) $\rightarrow St = 15\text{cm}$ condition verifiee

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{As}{4} < Ar < \frac{As}{2} \quad 1.375 \text{ cm} \leq Ar \leq 2.75 \text{ cm}$$

Le choix est de: **4HA8** = 2,01cm² ; avec : St=25cm

Condition de non fragilité :

$As \geq As_{\min}$ avec ;

$$As_{\min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30\text{cm}^2$$

$As = 5,50 \geq As_{\min} = 1,30$condition vérifiée

III.3.3.1 Vérification effort tranchant

On doit vérifier que $T_u \leq T_u$ admissible

T_u admissible = $\text{Min}(0,2 \cdot F_{t28}/\alpha_b ; 5\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$

$$T_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{23,95 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,177 \text{ Mpa}$$

$0,177 \text{ Mpa} \leq 4\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée

III.3.3.2 Vérification de l'E.L.S**Vérification des contraintes du béton :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma = 0,6 F_{c28} = 15\text{MPa}$$

-Position de l'axe neutre

$$b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 \cdot y^3 + n A_s' (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Tableau III. 7: Tableau de données

B(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	F _{c28}	F _e	F _{t28}	F _{bc}	n
100	15	13.5	1.5	25	500	2.1	14,17	15

Tableau III. 8: tableau des résultats.

M _{ser}	A _s	A _s '	y	I	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Condition
15.08	5.50	0	3.96	9578.42	6.23	15	vérifier

$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ admissible

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ser} \cdot (d-y)}{I} = \frac{15 \cdot 15,08 \cdot (135-39,6) \cdot 10^6}{9578,42} = 225,29 \text{ MPa}$$

σ_{st} admissible = $\text{min}(2/3 f_e ; \text{max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}})) = 250 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ admissible condition vérifiée

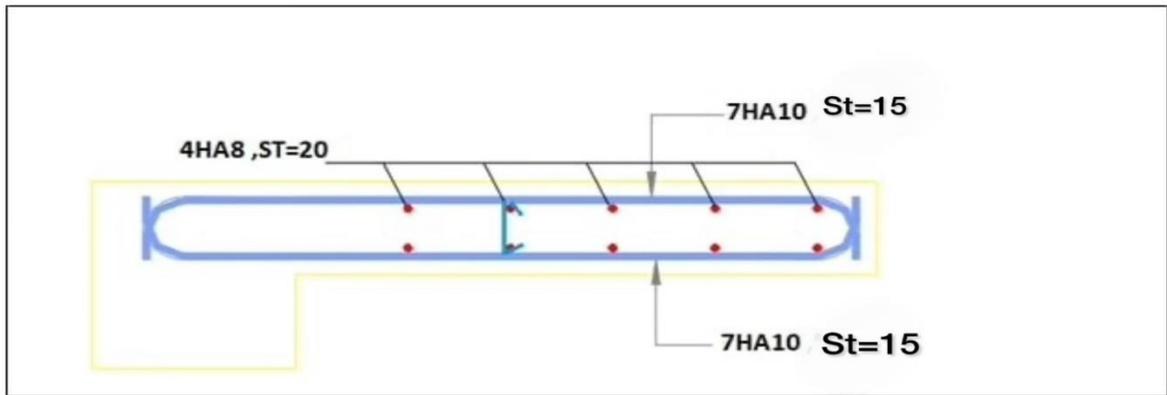


Figure III. 5: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Les planchers

III.4.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :
 Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
 Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
 Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.4.2 Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 25cm.

III.4.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (**poutrelles**) et d'éléments de remplissage (**corps creux**) de dimension (20x20x60) cm³ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

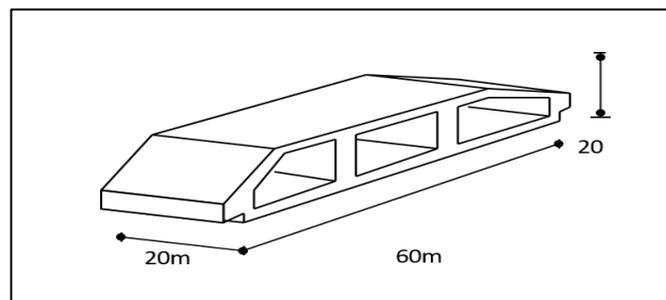


Figure III. 6: Schéma corps creux.

- **Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges Réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

L_x est la distance entre nus des poutrelles

L_y est la distance entre nus des poutres secondaires

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

$$b_0 = 0,4 \text{ à } 0,6 \cdot h_t = (10 ; 15) \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min (l_x/2 ; l_y/10)$$

$$b = 2 \min(l_x/2 ; l_y/10) + b_0$$

$$L_x = 60 \text{ cm} ; L_y = 550 \text{ cm}$$

$$B_1 \leq \min (60/2 ; 550/2) = 30 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot 30 + 15 = 75$$

$$\rightarrow b = 75 ; b_0 = 15 ; h_0 = 5 ; b_1 = 30 ; h_t = 25. (\text{cm})$$

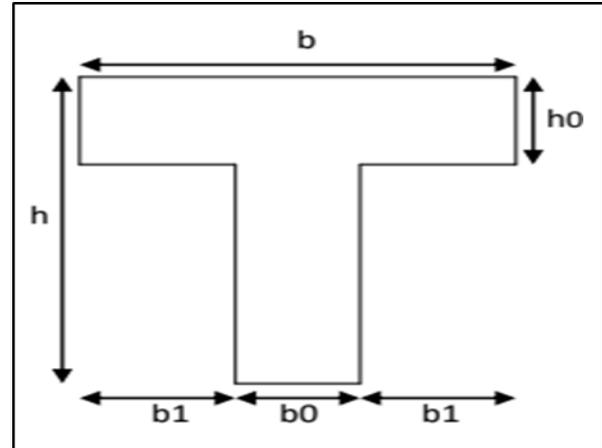


Figure III. 7: Schéma de poutrelle.

III.4.2.2 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

-A l'ELU $q_u = 1,35G + 1,5Q$ $p_u = 0,60 \cdot q_u$

-A l'ELS $q_s = G + Q$ $p_s = 0,60 \cdot q_s$

Tableau III. 9: Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (kN/m ²)	P_u (kN/ml)	q_s (kN/m ²)	P_s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	7.84	1,00	12,08	7,24	8,84	5,30
Etage d'habitation	6.18	1,50	10,59	6,34	7,68	4,60

III.4.2.3 Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les Moments : la Méthode forfaitaire, Méthode de Caquot et la méthode de RDM ou bien en utilisant le logiciel ROBOT

STRUCTURE qui se base sur les Théorie des Eléments Finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées Comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Logiciel robot structure

III.4.2.4 Les différents types de poutrelles

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 7 travées.

III.4.2.5 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

- **1ere étape de calcul :**

Avant coulage :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{kN/m}^2$

-Evaluation des charges et surcharges

1. Charges permanente

Poids propre de la poutrelle $0,15 \cdot 0,05 \cdot 25 = 0,1875 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $0,6 \cdot 0,25 \cdot 14 = 2,1 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 2,28 \text{ kN/ml}}$$

2. surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,60 = 0,60$$

$$\mathbf{Q = 0,60 \text{ kN/ml}}$$

Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,97 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 2,88 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,97 \cdot 5,5^2}{8} = 15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{2,88 \cdot 5,5^2}{8} = 10,89 \text{ kN.m}$$

III.4.2.6 Ferrailage

- La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 15 \text{ kN.m} ; b = 15 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a

$$\eta = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 3,48 \geq \eta_r = 0,371 \text{ donc } A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires. Il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{max} = 1,00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{3,97 \cdot 1^2}{8} = 0,496 \text{ kN/ml}$$

$$\eta = \frac{0,496 \cdot 10^6}{150 \cdot 45^2 \cdot 14,17} = 0,115 \leq \eta_r \quad A_s' = 0$$

- $\alpha = 0,126$
- $z = 42,73 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{0,496 \cdot 10^6}{42,73 \cdot \frac{500}{1,15}} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10 \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **2ème étape :**

-Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té ».

Évaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse :

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 7,84 \times 0,60 = 4,70 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 6,18 \times 0,60 = 3,70 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN/ml}$$

III.4.2.7 Combinaison des charges**Plancher terrasse :**

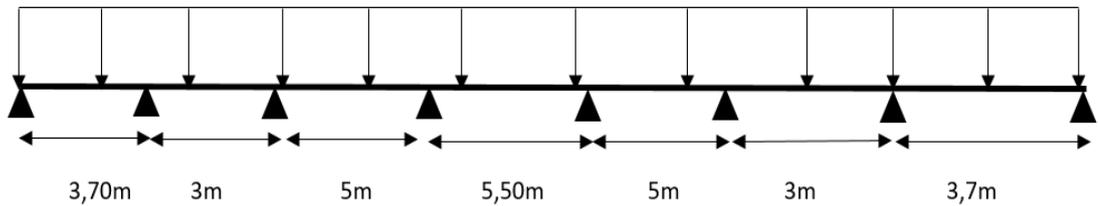
$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,3 \text{ kN/ml}$$

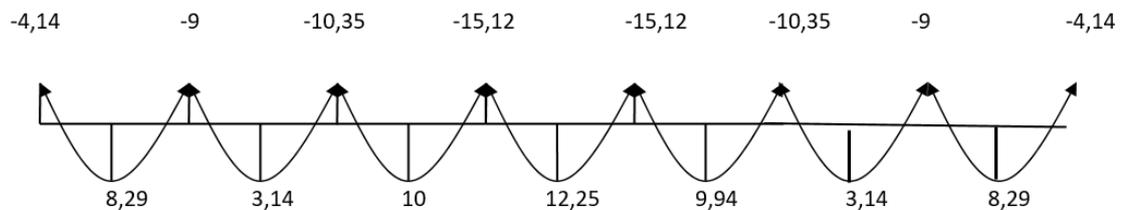
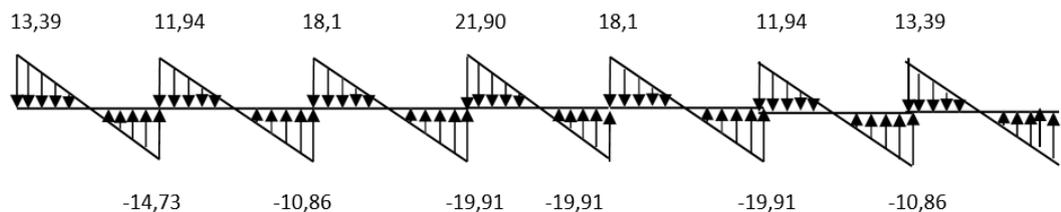
Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4,6 \text{ kN/ml}$$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité.**Poutrelles à 7 travées****Figure III. 8:** Schéma statique de la poutrelle a 7 travées.**III.4.2.8 Calcul des efforts internes**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

• **Diagramme des moments****Figure III. 9:** Diagramme de moment fléchissant.• **Diagramme des efforts tranchant****Figure III. 10:** Diagramme de l'effort tranchant.

III.4.2.9 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**Condition 1 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m² $Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 4,70 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{9,4 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes

Travées $\rightarrow \text{cv}$

Condition 3

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad 0,8 \leq 1,66 \leq 1,25 \text{ la condition est non vérifiable}$$

Donc on utilise la méthode de caquot

III.4.2.10 Méthode de Caquot**Conditions d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

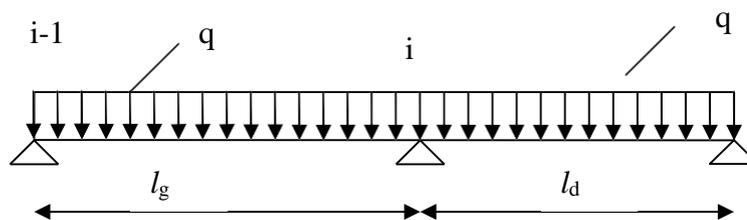


Figure III. 11: Schéma statique de la poutrelle.

Evaluation des moments**En appui**

$$M_i = - \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8,5 (l_w + l_e)}$$

$l = 1$ travée de rive

0,81 travée intermédiaire

l_w ; l_e = longueur fictive a gauche et a droite

q_w ; q_e = chargement a gauche et a droite respectivement

En travée

$$M_o = \frac{q \cdot l^2}{8} ; M_t \text{ max} = M_o + \frac{M_i + M_{i-1}}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})^2}{16 M_o}$$

Calcul de moment pour chaque appui

A ; B ; C ; D ; E ; F ; G ; H sont les appuis de gauche a droite respectivement

ELU

Chargée $1,35G + 1,5Q = 7,24$ kN/ml

Déchargée $1,35G = 6,34$ kN/ml

- **1^{er} cas toutes les travées sont chargées**

$$M_a = 0$$

$$M_h = 0$$

$$M_b = - \frac{7,24 \cdot 3,70^3 + 7,24 \cdot 2,4^3}{8,5 (3,70 + 2,4)} = -9 \text{ kN.m}$$

$M_g = M_b = -9$ kN.m par symétrie

$$M_c = - \frac{7,24 \cdot 2,4^3 + 7,24 \cdot 4^3}{8,5 (2,4 + 4)} = -10,35 \text{ kN.m}$$

$M_f = M_c = -10,35$ kN.m par symétrie

$$M_d = - \frac{7,24 \cdot 4^3 + 7,24 \cdot 4,4^3}{8,5 (4 + 4,4)} = -15,12 \text{ kN.m}$$

$M_e = M_d = -15,12$ kN.m par symétrie

ELS

Charger $G + Q = 5,3$ kN/ml

Dechargee $G = 4,70$ kN/ml

$$M_a = M_h = 0$$

$$M_b = -6,59 \text{ kN.m} ; M_c = M_f = -7,58 \text{ kN.m} ; M_d = M_e = -11,07 \text{ kN.m}$$

Calcul de moment sur travée

$$M_o AB = \frac{7,24 \cdot 3,7^2}{8} = 12,38 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 12,38 + \frac{-9}{2} + \frac{(-9-0)^2}{16 \cdot 12,38} = 8,29 \text{ kN.m}$$

$$M_o BC = \frac{7,24 \cdot 3^2}{8} = 8,14 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,14 + \frac{-10,35 + -9}{2} + \frac{(-10,35 - -9)^2}{16 \cdot 8,14} = 3,14 \text{ kN.m}$$

$$M_o CD = 22,62 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 22,62 + \frac{-15,12 - 10,35}{2} + \frac{(-15,12 - -10,35)^2}{16 \cdot 22,62} = 10 \text{ kN.m}$$

$$M_o DE = 27,37 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 27,37 + \frac{-15,12 - 15,12}{2} = 12,25 \text{ kN.m}$$

$$M_o EF = 22,62 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 9,94 \text{ kN.m}$$

$$M_o FG = 8,14 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 3,14 \text{ kN.m}$$

$$M_o GH = 12,38 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,29 \text{ kN.m}$$

Sur travée a L'ELS

$$M_o AB = 9,06 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 6,06 \text{ kN.m}$$

$$M_o BC = 5,96 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 1,07 \text{ kN.m}$$

$$M_o CD = 16,56 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,28 \text{ kN.m}$$

$$M_o DE = 20,04 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,97 \text{ kN.m}$$

$$\text{Par symetrie } M_t EF = M_t CD ; M_t FG = M_t BC ; M_t GH = M_t AB$$

- **2eme cas chargée déchargée**

ELU

$$M_a = M_h = 0$$

$$M_b = - \frac{7,24 \cdot 3,70^3 + 6,34 \cdot 2,4^3}{8,5 (3,7 + 2,4)} = -8,76 \text{ kN.m}$$

$$M_g = M_b = -8,76 \text{ kN.m}$$

$$M_c = - \frac{6,34 \cdot 2,4^3 + 7,24 \cdot 4^3}{8,5 (4 + 2,4)} = -10,12 \text{ kN.m}$$

$$M_f = M_c = -10,12 \text{ kN.m}$$

$$M_d = - \frac{7,24 \cdot 4^3 + 6,34 \cdot 4,4^3}{8,5 (4 + 4,4)} = -14,05 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_d = -14,05 \text{ kN.m}$$

ELS

$$M_b = -6,43 \text{ kN.m}$$

$$M_g = M_b = -6,43 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -7,42 \text{ kN.m}$$

$$M_f = M_c = -7,42$$

$$M_d = -10,35 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_d = -10,35 \text{ kN.m}$$

Calcul de moment sur travée ELU

$$M_o \text{ AB} = 12,38 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,38 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ BC} = \frac{6,34 \cdot 3^2}{8} = 7,13 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = -2,29 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = 22,62 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 10,57 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ DE} = 23,97 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 9,92 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ EF} = 22,62 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 10,57 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ FG} = 7,13 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = -2,29 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ GH} = 12,38 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,38 \text{ kN.m}$$

Calcul de moment sur travée ELS

$$M_o \text{ AB} = 9,06 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 6,13 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ BC} = 5,29 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 1,88 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = 16,56 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,70 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ DE} = 17,77 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,42 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ EF} = 16,56 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,70 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ FG} = 5,29 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 1,88 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ GH} = 9,06 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 6,13 \text{ kN.m}$$

- **3eme cas déchargée chargée**

Sur appui ELU

$$M_a = M_h = 0$$

$$M_b = -8,12 \text{ kN.m}$$

$$M_g = M_b = -8,12 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -9,29 \text{ kN.m}$$

$$M_f = M_c = -9,29 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -14,32 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_d = -14,32 \text{ kN.m}$$

Sur appui ELS

$$M_a = M_h = 0$$

$$M_b = -6 \text{ kN.m}$$

$$M_g = M_n = -6 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -6,87 \text{ kN.m}$$

$$M_f = M_c = -6,87 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -10,53 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_d = -10,53 \text{ kN.m}$$

Sur travée a L'ELU

$$M_o \text{ AB} = 10,85 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,16 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ BC} = 8,14 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 2,21 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = 19,81 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,08 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ DE} = 27,37 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 13,05 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ EF} = 19,81 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 8,08 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ FG} = 8,14 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 2,21 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ GH} = 10,85 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 7,16 \text{ kN.m}$$

Sur travée à L'ELS

$$M_o \text{ AB} = 8,04 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 5,32 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ BC} = 5,96 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 1,25 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = 14,69 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 6,05 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ DE} = 20,04 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 9,51 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ EF} = 14,69 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 6,05 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ FG} = 5,96 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 1,25 \text{ kN.m}$$

$$M_o \text{ GH} = 8,04 \text{ kN.m} ; M_t \text{ max} = 5,32 \text{ kN.m}$$

- **Evaluation de l'effort tranchant**

On peut évaluer l'effort tranchant avec la méthode de la RDM

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

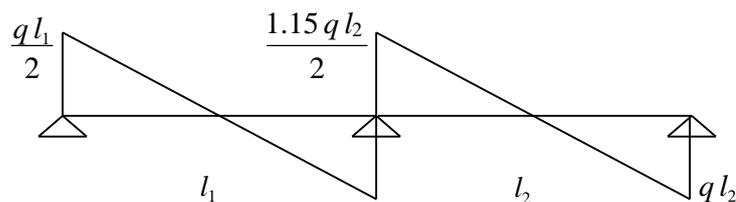


Figure III. 12: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a deux travées.

2) De 10% si la poutre a plusieurs travées

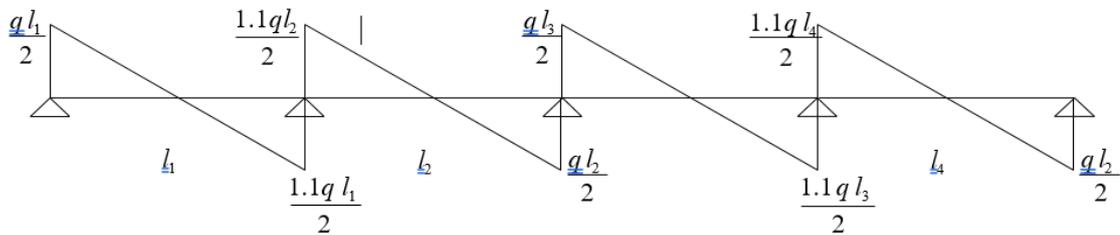


Figure III. 13: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a plusieurs travées

Calcul de l'effort tranchant a L'ELU

- **Travée AB**

$$V_w = 13,39 \text{ Kn} ; V_e = -14,73 \text{ kN}$$

- **Travée BC**

$$V_w = 11,94 \text{ kN} ; V_e = -10,86 \text{ kN}$$

- **Travée CD**

$$V_w = 18,1 \text{ kN} ; V_e = -19,91 \text{ kN}$$

- **Travée DE**

$$V_w = 21,90 \text{ kN} ; V_e = -19,91 \text{ kN}$$

- **Travée EF**

$$V_w = 18,1 \text{ kN} ; V_e = -19,91 \text{ kN}$$

- **Travée FG**

$$V_w = 11,94 \text{ kN} ; V_e = -10,86 \text{ kN}$$

- **Travée GH**

$$V_w = 13,39 \text{ kN} ; V_e = -14,73 \text{ kN}$$

Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont

Tableau III. 10: Récapitulatif des efforts interne

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitations	-15,12	13,05	21,90	-11,07	9,51
Référence	Poutrelle a 7 Travées.	Poutrelle à 7 Travées.			

Ferraillage en travée :

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 75 \text{ cm}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
 $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = 106,27 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu \text{ max}} < M_{tab}$

→ l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 11: Calcul de ferraillage

	MU	μ	α	Z (cm)	As'	As (cm ²)	Le choix	AS adopté (cm ²)
Travée	13,05	0,0242	0,0306	222,24	0	1,35	3HA10	2,36
Appuis	15,12	0,0281	0,0356	221,79	0	1,56	3HA10	2,36

III.4.2.11 Vérification de la section de l'acier selon BAEL91 modifié 99

- **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = 0,23 \cdot 75 \cdot 225 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_{u \text{ max}} = 21,90 \text{ kN}$

On doit vérifier $T_u \leq t$

$$T_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d} = 21,90 \cdot 10^3 / 750 \cdot 225 = 0,13 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa}$$

Vérifications à l'ELS :

$$M_{tser \text{ max}} = 9,51 \text{ kN.m} \quad M_{aser \text{ max}} = - 11,07 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

- Il faut vérifier les deux conditions

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N \cdot M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

-Position de l'axe neutre

$$b/2 \cdot y^2 + n \cdot A_s' \cdot (y-c') - n \cdot A_s \cdot (d-y) = 0 ; y = 21,19$$

$$a = 37,5 ; b = 35,4 ; c = -796,5 ;$$

$$y_1 = 4,16$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 \cdot y^3 + n \cdot A_s' \cdot (y-c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d-y)^2 ; I = 13656,32 \text{ cm}^4$$

Tableau III. 12: Vérification ELS

	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_s'	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
Travée	9,51	2.36	0	2,89	15	191,57	250	Vérifier
Appuis	11,07	2.36	0	3,37	15	223	250	Vérifier

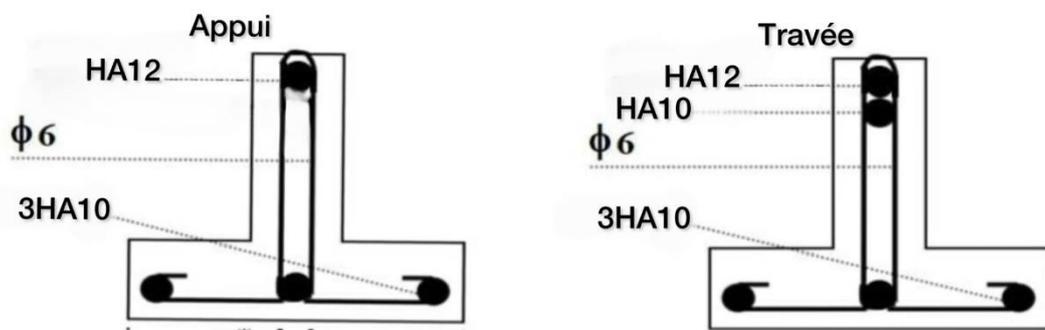
III.4.2.12 Schéma de ferrailage des poutrelles

Figure III. 14: Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.4.2.13 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

- $L1$: Distance entre axes des poutrelles
- $A1$: Armatures perpendiculaires (AP)
- $A2$: Armatures parallèles aux poutrelles (AR)
- $A2 = A1/2$
- $50 \leq L1 \leq 80 \rightarrow A1 = 4 \cdot L1 / f_e$
- $L1 \leq 50 \rightarrow A1 = 200 / f_e$

$f_e = 500$ MPa (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6$ mm)

On a : $L = 60$ cm

on obtient $\rightarrow A1 = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{100}{20} = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A1/4 \leq A2 \leq A1/2 ; 0,12 \leq A2 \leq 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

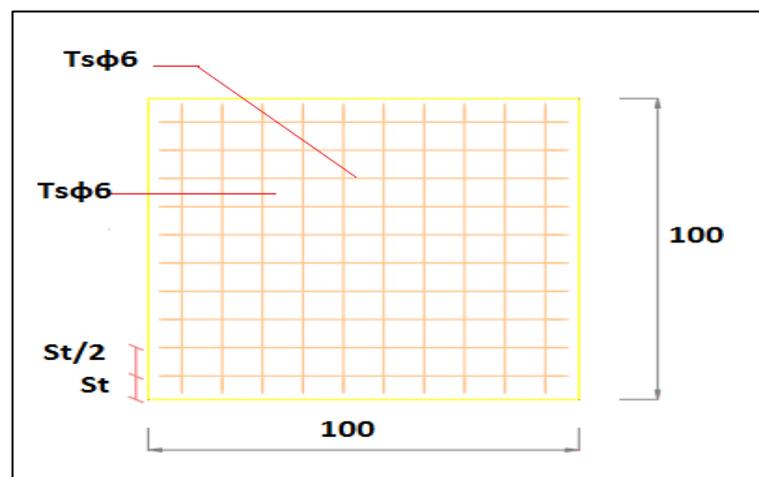


Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.5 Les escaliers

III.5.1 Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.5.2 Définition des éléments d'un escalier

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **Le contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

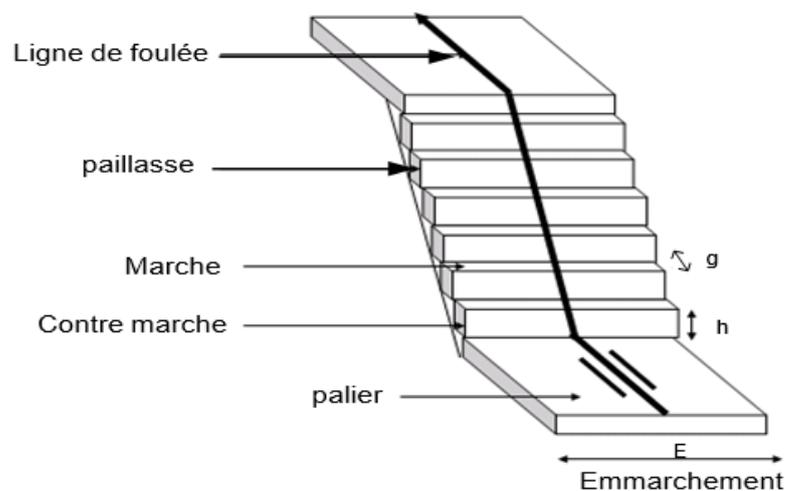


Figure III. 16: Représentation d'un escalier.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III.5.3 Prédimensionnement

Paillasse

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : $H = 1,53\text{m}$
- largeur de la marche : $g = 30\text{cm}$
- hauteur de la contre marche : $h = 17\text{cm}$

Vérification de la formule de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 64\text{cm}. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

$$\text{tg } \alpha = H / L = 1,53 / 2,40 = 0,637$$

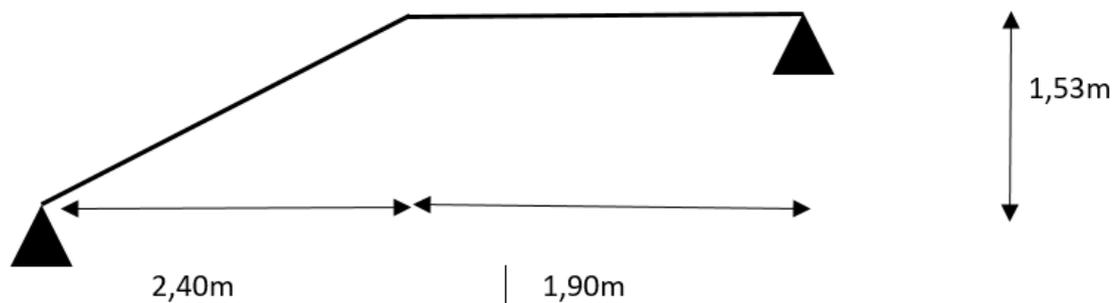


Figure III. 17: Schéma escalier.

$$\text{Donc } \alpha = 32,51$$

$$L_0 = \sqrt{1,53^2 + 2,40^2} = 2,84\text{m}$$

$$l = 2,84 + 1,90 = 4,74\text{m}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$474/30 \leq e \leq 474/20$$

$$15,08 \leq e \leq 23,7 \text{ donc } e = 20\text{cm}$$

III.5.4 Evaluation des charges et surcharges

III.5.4.1 Charges permanentes

Tableau III. 13: Poids propre de la paillasse de l'escalier

Élément	G (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	5,59
Mortier de pose horizontale (e=2 cm)	0.4
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Mortier de pose verticale (e=3 cm)	0.6
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Poids propre de la marche	1.87
Garde-corps	1
Enduit en ciment	0.36
ΣG =	10.94 kN/m²

Tableau III. 14: Poids propre du palier de repos de l'escalier

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol encarrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Dalle pleine	25	0.17	4.25
Charge permanente totale	G = 5.6 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5KN/m²		

Détermination des efforts

A l'E.L. U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ A l'E.L. S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III. 15: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
Palier P2	5,6	2.5	11,31	8.10
Paillasse P1	10,94	2.5	18,52	13,44

A L'ELU

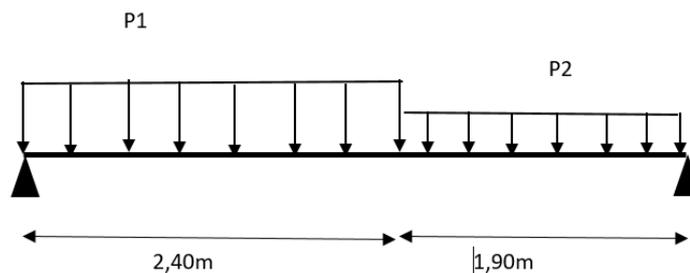


Figure III. 18: Schéma statique à l'ELU.

Calcul des réactions

$$\Sigma M/B = R_a \cdot 4,3 - 18,52 \cdot 2,40 \cdot 3,1 - 11,31 \cdot 1,90 \cdot 0,95$$

$$\circ R_a = 36,79 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_v = 36,79 - 18,52 \cdot 2,40 - 11,31 \cdot 1,90 + R_b$$

$$\circ R_b = 29,15 \text{ kN}$$

Calcul moment fléchissant et effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2,4$$

$$T_x - 36,79 + 18,52x$$

$$T_x = -18,52x + 36,79$$

$$T(0) = 36,79 \text{ kN}$$

$$T(2,4) = -7,66 \text{ kN}$$

$$M_x + 9,26 x^2 - 36,79x ; M_x = -$$

$$9,26x^2 + 36,79x$$

$$M(0) = 0 ; M(2,4) = 34,95 \text{ kN.m} ; M(1,98) = 36,54 \text{ kN.m}$$

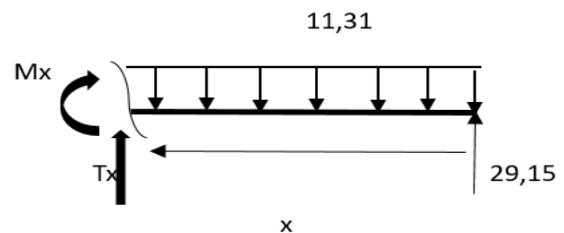
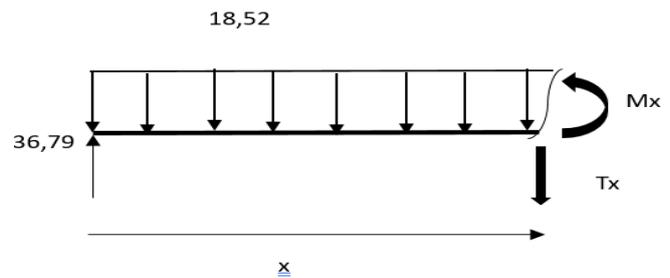
$$0 \leq x \leq 1,90$$

$$T = 11,31x - 29,15$$

$$T(0) = -29,15 \text{ kN} ; T(1,9) = -7,66$$

$$M_x = -5,655x^2 + 29,15x$$

$$M(0) = 0 ; M(1,9) = 34,95 \text{ kN.m}$$

**ELS****Calcul des réactions**

$$\Sigma M/B = R_a \cdot 4,3 - 13,44 \cdot 2,40 \cdot 3,1 - 8,10 \cdot 1,90 \cdot 0,95$$

$$\circ R_a = 26,65 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_v = 26,65 - 13,44 \cdot 2,40 - 8,10 \cdot 1,90 + R_b$$

$$\circ R_b = 21 \text{ kN}$$

Calcul moment fléchissant et effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2,4$$

$$T_x - 26,65 + 13,44x$$

$$T_x = -13,44x + 26,65$$

$$T(0) = 26,65 \text{ kN}$$

$$T(2,4) = -5,60 \text{ kN}$$

$$M_x + 6,72x^2 - 26,65x ; M_x = -6,72x^2 + 26,65x$$

$$M(0) = 0 ; M(2,4) = 25,25 \text{ kN.m} ; M(1,98) = 26,42 \text{ kN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1,90$$

$$T = 8,10x - 21$$

$$T(0) = -21 \text{ kN} ; T(1,9) = -5,61$$

$$M_x = -4,05x^2 + 21x$$

$$M(0) = 0 ; M(1,9) = 25,27 \text{ kN.m}$$

Remarque : Notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc : M appui = $0,3M_u^{\max}$

M travée = $0,95M_u^{\max}$

Charges Permanentes de la Paillasse :

Tableau III. 16: Calcul des efforts internes de l'escalier balancé.

	M appuis kN.m	M travées (kN.m)	T max(kN)
ELU	10,95	34,72	36,79
ELS	7,92	25,1	-

E.L.U

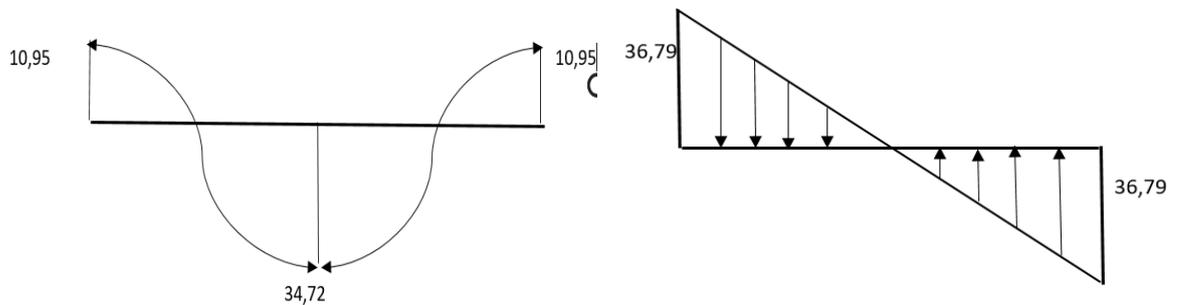


Figure III. 19: Diagramme moment et effort tranchant.

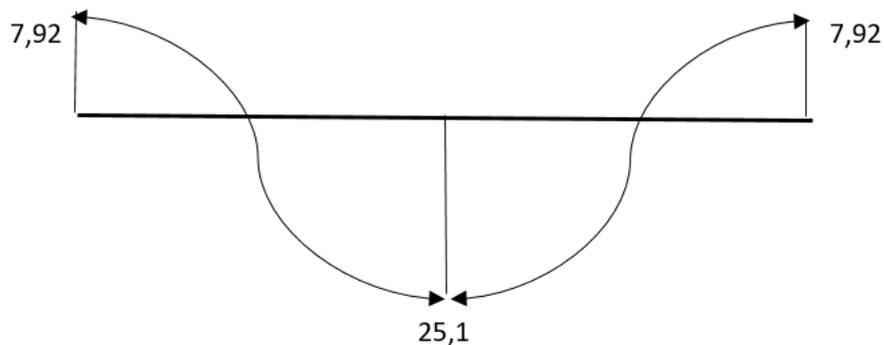


Figure III. 20: Diagramme des moments ELS.

III.5.5 Ferrailage d'escalier :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur et fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Pour l'acier (FeE500) : $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$H = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $b = 1\text{m}$ (ferrailage pour 1ml)

Tableau III. 17: Ferrailage des escaliers

Section	M kN.m	q	q ≤ qr	As'	α	Z	As cal cm ²	Choix	As adoptée cm ²
Travée	34,72	0,075	oui	0	0,039	177,19	4,50	12HA10	9,42
Appui	10,95	0,0238	oui	0	0,012	179,13	1,40	8HA8	4,02

- **Espacement des armatures**

- En travée

$\text{Esp} \leq b/12$; $e = 10\text{cm}$

- En appuis

$\text{Esp} \leq b/8$; $e = 15\text{cm}$

- **Armatures de répartition**

- En travée

$As/4 \leq Ar \leq As/2$; $2,35 \leq Ar \leq 4,71$

Choix 6HA10 = 4,71cm² ; $e = 20\text{cm}$

- En appuis

$As/4 \leq Ar \leq As/2$; $1,005 \leq Ar \leq 2,01$

Choix 4HA8 = 2,01 cm² ; $e = 25\text{cm}$

III.5.6 Vérification**III.5.6.1 Vérification a L'ELU****Condition de non fragilité**

$As \geq As_{min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e$

$As_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2,1/500$; $As_{min} = 1,74\text{cm}^2$

En travée

$As = 9,42 \geq As_{min} = 1,74$ Condition vérifiée

En appuis

$As = 4,02 \geq As_{min} = 1,74$ Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement de béton

$$T_u = T_u/b \cdot d \leq T_{u\max} = \min(0,15 f_{c28}/\alpha_b ; 4\text{MPa})$$

$$T_u = 36,79/100.18 ; T_u = 0,204$$

$$T_u = 0,204 \text{ MPa} \leq T_{u\max} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction

$$\text{Si } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \rightarrow \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

$$\text{Si } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 36,79 \cdot 10^3 - \frac{34,72 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 180} = -177,53 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversal**

$$t = T_{u\max} / b \cdot d = 0,204 \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.2 Vérification à l'E.L.S :

La vérification ce fait d'après le " **CBA 93** ".

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :

On doit vérifier que :

- Il faut vérifier les deux conditions

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser,y}}{I} \leq \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N \cdot M_{ser,(d-y)}}{I} \leq \sigma_{st} = 250\text{MPa}$$

-Position de l'axe neutre

$$b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0 ;$$

$$\text{ELU} \rightarrow a = 50 ; b = 141,3 ; c = -2543,1 ; y_1 = 5,86 \text{ cm}$$

$$\text{ELS} \rightarrow a = 50 ; b = 60,3 ; c = -1085,4 ; y_1 = 4,09 \text{ cm}$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 \cdot y^3 + n A_s' (y-c') + n A_s (d-y)^2 ;$$

$$\text{ELU} \rightarrow I = 27532,41 \text{ cm}^4$$

$$\text{ELS} \rightarrow I = 13947,93 \text{ cm}^4$$

Avec

$$n=15 ; c=c'=2 ; h = 20\text{cm} ; d= 18\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; l = 4,74 \text{ m} ; A_s' = 0$$

Tableau III.18 Vérification ELS de l'escalier

	Mser (Kn.m)	As (cm ²)	As'	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
Travée	25,1	9,42	0	5,34	15	166	250	Vérifier
Appuis	7,92	4,02	0	2,32	15	118,47	250	Vérifier

Vérification de la flèche

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $h/l \geq 1/16$
- $A_s/b.d \leq 4,2 / f_e$
- $h/l \geq M_t/10M_o$

$$20/474 = 0,04 \leq 0,06 \text{ la condition est non verifiee}$$

Donc on doit vérifier la flèche

Tableau III. 18: Vérification de la flèche

A (cm ²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y_G (cm)	I_0 (cm ⁴)
9,42	25,1	0.0052	435	0.80	11,18	70149,15
I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
18268	33701,985	10,84	19.89	9.05	9.48	Oui

Il faut avoir $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f_{adm}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_f} =$$

- $E_i = 11000 \sqrt[3]{F_c 28} = 32164,19 \text{ MPa}$
- $\rho = \frac{A}{b.d} = 0,0052$
- $\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_t 28}{4 \rho \sigma_s + f_t 28} ; 0 \right) = 0,80$
- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_t 28}{\rho(2+3b_0/b)} = 4,03$

- $I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \eta} = 18268 \text{ cm}^4$
- $Y_g = 11,18 \text{ cm} ; I_0 = 70149,15 \text{ cm}^4$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée

$$E_v = 1/3 E_i = 10721,398 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1,612$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \eta} = 33701,985 \text{ MPa}$$

$$F_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 19,89 \text{ mm}$$

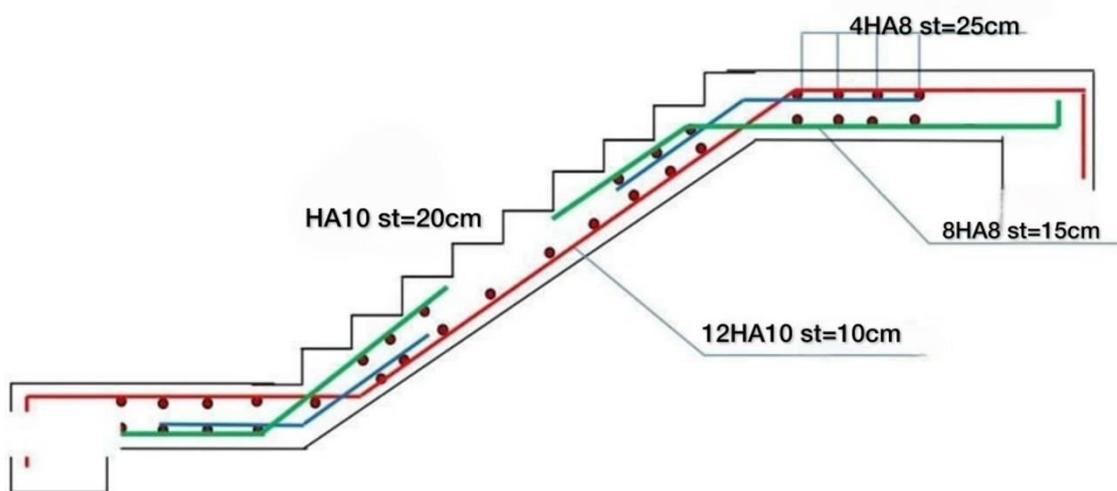


Figure III. 21: Ferrailage escalier.

III.6 Etude de la poutre palière

III.6.1 Dimensionnement

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- ✓ $(\text{Portee max})/15 \leq h \leq (\text{portee max})/10$
- ✓ $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA2024 en zone VI sont:

- $b > 25\text{cm}$
- $h > 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\text{max}} \leq (1,5h + bc)$

$L = 2,80\text{m}$; $2,80/15 \leq h \leq 2,80/10$; $18,66 \leq h \leq 28$ donc $h = 35\text{cm}$

$0,3 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30$; $9 \leq b \leq 21$; donc on prend $b = 30\text{cm}$

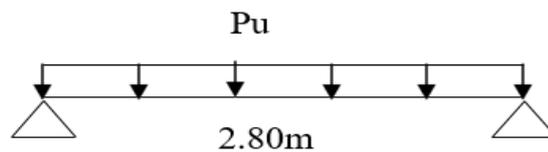


Figure III. 22: Schéma statique de la poutre palière

III.6.2 Définition des charges

- Son poids propre $g_0 = 0,3 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN / ml}$
- Charge transmise de la paillasse

$G_{\text{tot}} = 10,94 + 2,25 = 13,19 \text{ kN/ml}$

ELU $R_{bu} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 13,19 + 1,5 \cdot 2,5 = 21,55 \text{ kN/ml}$

ELS $R_{bs} = G + Q = 13,19 + 2,5 = 15,69 \text{ kN/ml}$

- Moment de torsion $M_{\text{tor}} = Mb \times l/2$ (provoqué par la flexion de paillasse)

Calcul des sollicitations

Moments $M_0 = ql^2/8 = 21,12 \text{ kN.m}$ $M_t = 0,85M_0 = 17,95 \text{ kN.m}$

$M_a = -0,5M_0 = -10,56 \text{ kN.m}$

Effort tranchant $V_u = q \cdot l/2 = 30,17 \text{ kN}$

III.6.3 Ferrailage à L'ELU

Tableau III. 19: Ferrailage de la poutre paliere en flexion simple

Section	M kN.m	q	q ≤ qr	As'	α	Z	As cal cm ²	Asmin	Asmin ≤ Ascal
Travée	17,95	0,069	oui	0	0,035	266,22	1,55	0,65	Vérifiée
Appui	10,56	0,0408	oui	0	0,0208	267,75	0,90	0,65	Vérifiée

- **Contrainte en cisaillement en flexion simple**

$$T_u = V_u / b \cdot d = 0,32 \text{ MPa} \leq T_{u\max} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot st}{f_e} ; A_{\text{trans}} \geq 0,30 \text{ cm}^2$$

- **Calcul a la torsion**

Dapres le BAEL91 Le moment de torsion provoquer sur la poutre paliere est transmis par la volée C'est le moment d'appui (**Figure III-16**).

$$\text{Moment de torsion} = M_{\text{tor}} = - Mb.l/2 = -10,95 \cdot 2,80/2 = -15,33 \text{ kN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

Le diamètre c'est le min ($b ; h$) donc $\phi = 30 \text{ cm}$

$$e = h/6 = 5,8 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (b - e) \cdot (h - e)$$

$$\Omega = 706,64 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \cdot (b + h) = 130 \text{ cm}$$

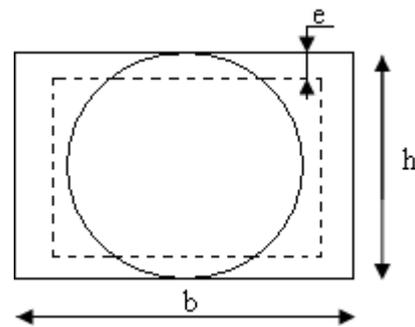


Figure III. 23: Section creuse équivalente.

- **Armatures longitudinales**

$$A_1 = \frac{M_{\text{tor}} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_{st}} = \frac{15,33 \cdot 110}{2 \cdot 706,64 \cdot 435} = 3,24 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm } A_t = \frac{M_{\text{tor}} \cdot St}{2 \cdot \Omega \cdot f_{st}} = 0,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$T_u = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 1,87 \text{ MPa}$$

On vérifie que $T_u^{total} \leq T_u \text{ adm}$

$$T_u \text{ total} = T_u \text{ fst} + T_u \text{ tor} = \sqrt{1,87^2 + 0,32^2} = 1,9 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage global**

En travée

$$A_s = A_{s \text{ fs}} + A_{s \text{ tor}}/2 = 3,17 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA10 = 4,71 cm²

En appui

$$A_s = A_{a \text{ fs}} + A_{a \text{ tor}}/2 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Même ferraillage de la travée

Armatures transversales

$$A_t = A_{t \text{ fs}} + A_{t \text{ tor}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

On prends 4ø6 = 1,13 cm²

III.6.4 Vérification ELS

$$M_o = q l^2 / 8 = 15,37 \text{ kN.m} \quad M_t = 0,85 M_o = 13,06 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_o = -7,68 \text{ kN.m}$$

La vérification se fait d'après le " **CBA 93** " .

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :

On doit vérifier que :

- Il faut vérifier les deux conditions

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N \cdot M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

-Position de l'axe neutre

$$b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0 ;$$

$$\text{ELS} \rightarrow a = 15 ; b = 70,65 ; c = -2225,4 ; y_1 = 10,05 \text{ cm}$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 \cdot y^3 + n A_s' (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2 ;$$

$$\text{ELS} \rightarrow I = 47732,37 \text{ cm}^4$$

Avec:

$n=15$; $h = 35\text{cm}$; $d= 31,5\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; $l = 2,80 \text{ m}$; $As' = 0$

Tableau III. 20: Vérification ELS de la poutre palière

	M_{ser} (Kn.m)	As (cm ²)	As'	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
Travée	13,06	4,71	0	2,75	15	88	250	Vérifier
Appuis	7,68	4,71	0	1,61	15	51,8	250	Vérifier

✓ **Vérification la fleche**

$H \geq \max (1/16; Mt/10Mo) \cdot l$; $35 \geq 0,085 \cdot 280$; $h=35 \geq 23,8$ Condition verifiée

$As \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$; $As = 4,71 \leq 7,93 \text{ cm}^2$ Condition verifiée

$L = 2,8 \leq 8\text{m}$ Condition verifiée

III.6.5 Schéma de ferrailage

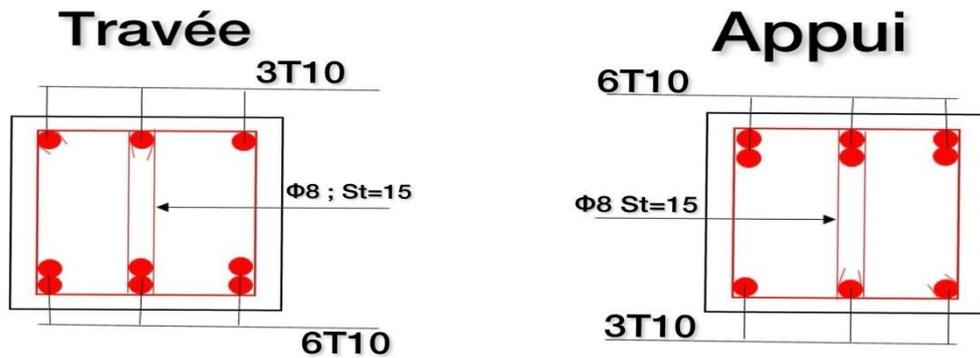


Figure III. 24: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.2.1 Méthode de calcul

Selon le RPA-2024 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente

IV.2.1.1 Méthode statique équivalente

- Principe :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale

- Principe :

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

IV.2.2 Présentation de logiciel robot

Le Logiciel **ROBOT** est un programme de calcul et de modélisation des structures utilisé en génie civil permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

Ce logiciel est particulièrement apprécié pour son utilisation dans l'analyse dynamique, y compris pour les études parasismiques.

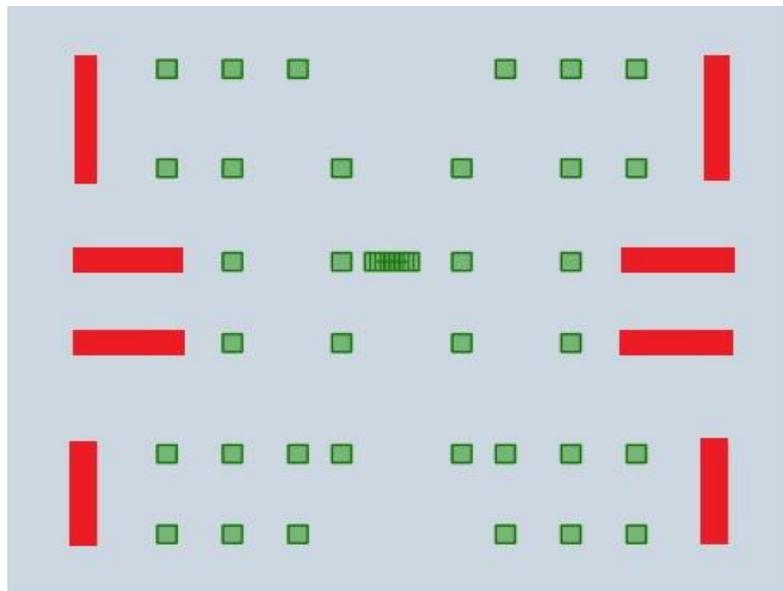


Figure IV. 1: Disposition des voiles.

IV.2.3 Effets de la torsion accidentelle [RPA-2024 Art 4.3.6]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3 Méthode dynamique modale spectrale

Modélisation

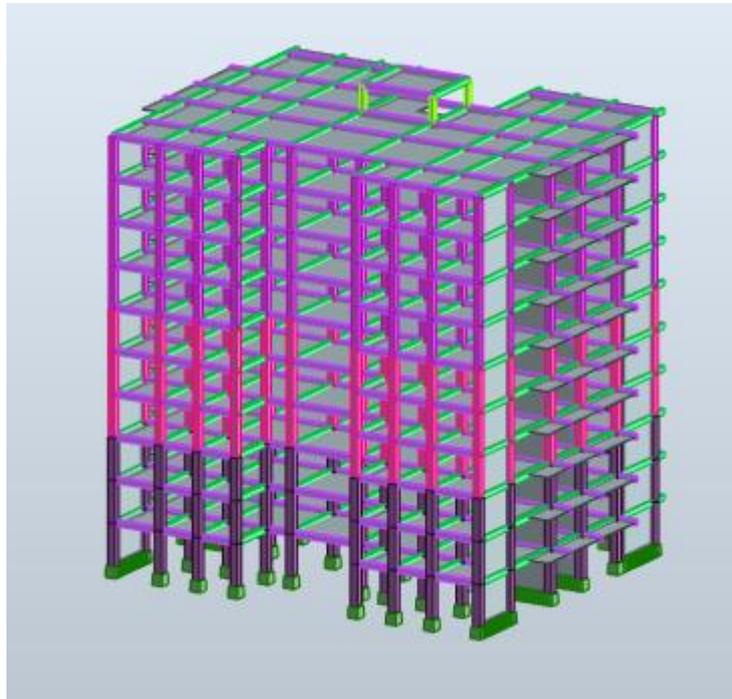


Figure IV. 2: Modélisation Bloc 3D.

IV.3.1 Le spectre de réponse de calcul horizontale

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times \frac{Q}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right] & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

IV.3.2 Le spectre de réponse de calcul verticale

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

Doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($Av.l.g$) est supérieure a(0.25g), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;

- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} Av.I \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ Av.I \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ Av.I \left[\frac{2.5}{R} \right] \times \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ Av.I \left[\frac{2.5}{R} \right] \times \left[\left(\frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

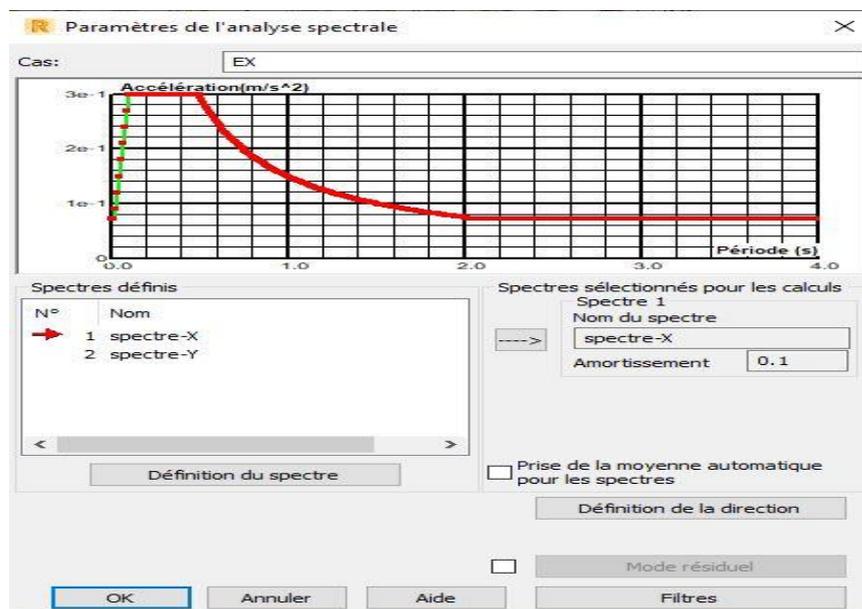


Figure IV. 3: Spectre de réponse Ex.

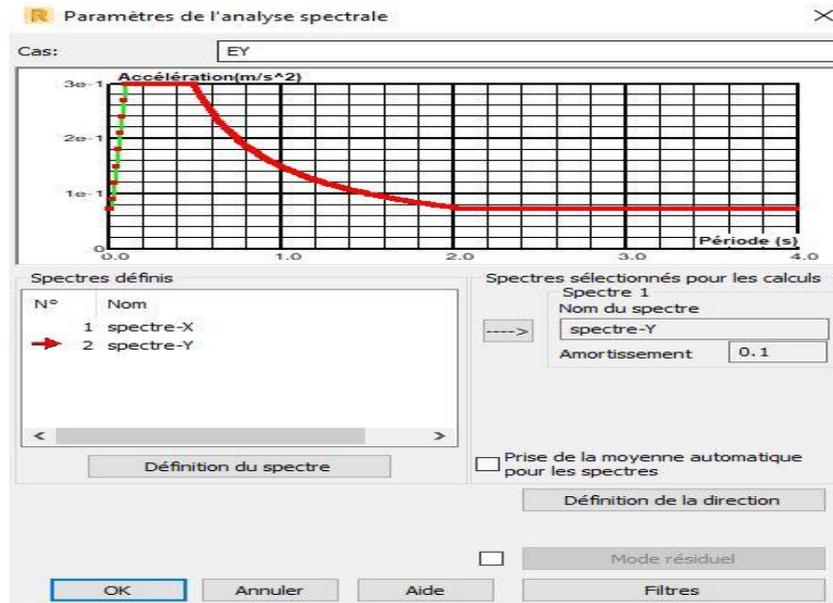


Figure IV. 4: Spectre de réponse Ey.

a. Coefficient d'accélération A [RPA-2024 : Tab.3.3]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone VI, a groupe d'usage 2) → **A = 0,30**.

b. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

Nous avons un contreventement mixte voile – portique donc en prendre une valeur :

$\xi = 10\%$ [RPA-2024 : Tab.3.6]. Avec remplissage dense → $\eta = 1,82$

c. Coefficient de comportement R [RPA : art.4]

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

Tableau IV. 1: Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charge verticale

Niveaux	Charges verticales (KN)		Les charges verticales (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
+30.60	35149,48	6687,99	12,68	2,41
+27.54	31543,06	6238,7	11,38	2,25
+24.48	28035,06	5672,95	10,11	2,04
+21.42	24337,48	5294,33	8,784	1,91
+18.36	20845,54	4717,66	7,52	9,71

+15.30	17460,7	4027,43	6,30	1,45
+12.24	13959,25	3451,93	5,03	1,24
+9.18	10602,02	2738,54	3,82	0,98
+6.12	7337,58	1926,62	2,64	3,96
+3.06	4169,14	1017,85	1,50	0,367
∓0.00	35149,48	6687,99	12,68	2,41
Total	228588,79	48461,99	82,50	17,49

Après la vérification de l'interaction voiles-portiques sous charge verticale nous avons

$$50\% \leq \frac{N_{voiles}}{N_{totale}} \leq 65\% \dots\dots\dots C.N.V$$

Donc on a pris le coefficient **R = 5.5^(a)**

Conformément à l'article **2.tab3.18** du **RPA-2024**

d. Facteur de qualité Q [RPA-2024 art.3.8. Tab.3.19]

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q$$

Dans notre cas les critères de qualité "q" à vérifier sont :

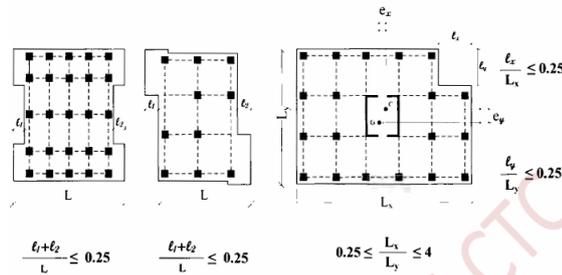
- Pondérations de la catégorie (b)

Tableau IV. 2: Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère q	Suivant x		Suivant y	
		Observée	Valeur	Observé	Valeur
(a)	1. Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
	2. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
	3. Conditions mini males sur le nombre etage	Oui	0.00	Oui	0.00
	4. Conditions mini males sur les travees	Oui	0.00	Oui	0.00

Régularité en plan

Longueur/largeur = $28,90/23,60 = 2,21 \leq 4$ Condition vérifiée



On a $\frac{1,50+1,50}{23,60} = 0,12 \leq 0,25$; et aussi $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,50}{28,90} = 0,19$ Condition vérifiée

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier elle est vérifiée car on a aucune ouverture.

Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation on a pas donc c'est vérifié.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment on a pas un changement brusque.
- Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul. Donc on a $\frac{M_{\text{étage3}} - M_{\text{étage4}}}{M_{\text{étage3}}} = 0,06 \leq 0,25$
- ✓ Conditions minimales sur le nombre de niveaux La structure doit comporter au minimum deux niveaux.
- ✓ Conditions minimales sur les travées La structure doit présenter, à chaque niveau et selon chacune des deux directions horizontales, au minimum trois (03) travées.

Et $\frac{M_{\text{étage6}} - M_{\text{étage7}}}{M_{\text{étage6}}} = 0,06 \leq 0,25$

Pour la rigidité

$\frac{17129980,74 - 15831406,06}{17129980,71} = 0,07 \leq 0,25$ condition vérifiée

N.B

La masse et la rigidité entre les niveaux ne varient pas de manière significative, car la rigidité reste quasiment identique à tous les étages. En effet, nous avons réduit les dimensions des poteaux de seulement 5cm tous les trois étages.

- Pas de décrochement en élévation

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x=1+0.00=1.00$$

$$Q_y=1+0.00=1.00$$

e. Périodes caractéristiques [RPA-2024 : Tab.3.4.]

$$\text{Site: S3} \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.60s \\ T3 = 2.00s \end{cases}$$

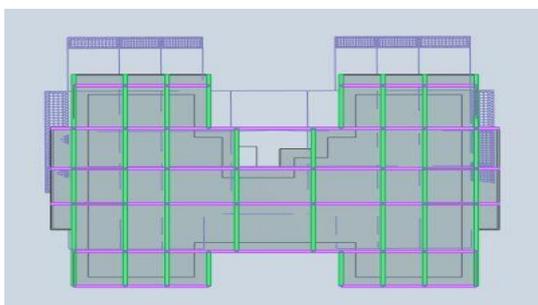
IV.3.3 Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA-2024 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de l'effort normal réduit
- ✓ Vérification de déplacement inter-étage
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

IV.3.4 Vérification de comportement

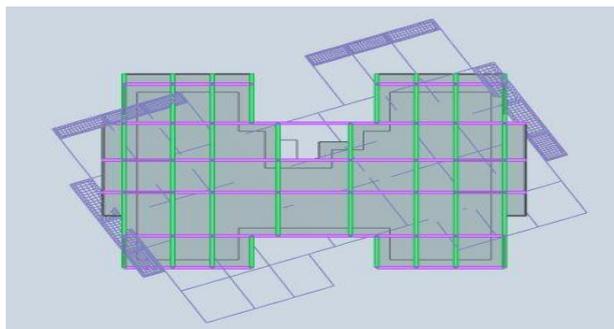
Le comportement des trois premiers modes est un déplacement selon la direction principale X et un déplacement selon la deuxième direction principale Y et une rotation selon l'axe Z.



Mode1



Mode 2



Mode 3

Tableau IV. 3: Comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation pure suivant la deuxième diagonale, T= 0,71s	Translation pure suivant la première diagonale, T= 0,70s	Rotation pure autour de l'axe z, T= 0,56s

IV.3.5 Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **RPA-2024, Art 4.3.3.**

Tableau IV. 4: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,71	0,56	68,55	0,0
2	0,70	69,24	69,11	0,0
3	0,56	69,77	69,11	0,0
4	0,18	86,51	69,14	0,0
5	0,18	86,54	86,58	0,0
6	0,14	86,63	86,58	0,0
7	0,10	87,29	86,58	0,0
8	0,09	87,29	88,09	0,0
9	0,08	92,65	88,09	0,0
10	0,08	93,15	88,09	0,0
11	0,08	93,15	93,17	
12	0,06	93,15	93,17	

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Directions xx : 9 modes (**92,65%** de la masse sismique de la structure) Condition vérifiée.

Direction yy : 11 modes (**93,17%** de la masse sismique de la structure) Condition vérifiée.

IV.3.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$ [RPA-2024 Art4. 3.5]

a. Calcul de la force sismique totale [RPA-2024 Art 4.2.3]

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4. 1) :

$$V_x = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$$V_y = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4). Tel que :

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

- λ : Coefficient de correction

$$\begin{cases} 0.85 & \text{si : } T_0 \leq (2 \cdot T_2); \text{ et si le bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$
- W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{RPA-2024: art 4.3})$$

Où:

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$. Pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\Rightarrow \Psi = 0.3$ (RPA-2024 :Tab4.2)

$$\triangleright W = 42631,17 \text{ KN}$$

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$: [unité en s] période fondamentale
- h_N : [unité en m] Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par Table (4.3)

$$\triangleright T_{\text{empirique}} = 0.050(30,60)^{\frac{3}{4}} = 0.65\text{s}$$

On a :

$$T2 \leq T_0 \leq T3 \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right].(T2/T0)$$

- A : coefficient d'accélération de zone $\Rightarrow A=0.30$ (RPA-2024 :Tab3.3)
- I : Coefficient d'importance $\Rightarrow I=1$ (RPA-2024 :Tab3.11)
- S : Coefficient de site (S2) $\Rightarrow S=1.30$ (RPA-2024 :Tab3.4)
- R : Coefficient de comportement $\Rightarrow R=5.5$ (RPA-2024 :Tab3.18)
- Q : Facteur de qualité $\Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1 \end{cases}$ (RPA-2024 : art 3.8)

$$\triangleright \text{Direction x : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.163$$

$$\triangleright \text{Direction y : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.163$$

$$\triangleright T2 = 0,40\text{s}$$

$$\triangleright T3 = 2\text{s}$$

La force sismique :

Tableau IV. 5: Calcul de la force sismique (M.S.E)

λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.85	0,163	1	1	42631,17	5906,55	5906,55

La résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau IV. 6: Vérifications forces sismiques

	V (KN)	Vt (KN)	0.8× V	Vt ≥ 0.8× V
x	5906,55	5152,60	4725,24	Oui
y	5906,55	5117,62	4725,24	Oui

Vérification de l'effort normal réduit [RPA-2024]

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

Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit

Section	Bc (mm)	N (N)	γ	Observation
55x55	302500	1652470	0,21	Vérifiée
50x50	250000	1159730	0,19	Vérifiée
45x45	202500	677890	0,14	Vérifiée

IV.3.7 Vérification des déplacements inter-étage

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

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad [\text{RPA: Art 4.5.2}]$$

Avec:

- δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F ; (y compris l'effet de torsion)
- R : Coefficient de comportement
- Q_F : Coefficient de qualité

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

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

$$\Delta_k \leq \Delta_k \text{ limite} \quad [\text{RPA: Art 5.12}]$$

Selon [RPA-2024 : Art 5.10.1] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : [RPA-2024 : tab5.2]

$$\Delta_k \text{ limite} = 0.015 h_k \quad \text{Bâtiments en béton armée} \quad [\text{RPA: Art 5.12}]$$

Le coefficient réducteur est défini en 1.2. Il est pris égale a 0,5

- h_k : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter-étages sens X

Etage	$\Delta(\text{cm})= \Delta$	Δk limite	Vérification
*Rdc	0,506	4,59	Vérifiée
1	1,045	4,59	Vérifiée
2	1,402	4,59	Vérifiée
3	1,683	4,59	Vérifiée
4	1,848	4,59	Vérifiée
5	1,925	4,59	Vérifiée
6	1,958	4,59	Vérifiée
7	1,908	4,59	Vérifiée
8	1,83	4,59	Vérifiée
9	0,506	4,59	Vérifiée

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Etage	$\Delta(\text{cm})= \Delta$	Δk limite	Vérification
*Rdc	0,484	4,59	Vérifiée
1	1,017	4,59	Vérifiée
2	1,38	4,59	Vérifiée
3	1,666	4,59	Vérifiée
4	1,8535	4,59	Vérifiée
5	1,947	4,59	Vérifiée
6	1,9965	4,59	Vérifiée
7	1,969	4,59	Vérifiée
8	1,914	4,59	Vérifiée
9	0,484	4,59	Vérifiée

IV.3.8 Vérification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA-2024 : Art 5.9]

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 :

$$\theta = P_k \times \Delta k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \Psi Q_i)$
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Vérification l'effet P- Δ sens X et Y

On constate d'après les tableaux que la structure est justifiée Vis –à- vis de l'effet P- Δ .

Tableau IV. 10: Vérification l'effet P- Δ sens X

Etage	P(kN)	Δ (cm)	V(kN)	h(m)	θ	Vérification
*Rdc	-41806,90	0,506	5152,5	3,06	0,013	Vérifiée
1	-37732,68	1,045	5058,74	3,06	0,025	Vérifiée
2	-33660,04	1,4025	4871,39	3,06	0,031	Vérifiée
3	-29587,41	1,683	4590,32	3,06	0,035	Vérifiée
4	-25514,78	1,848	4215,52	3,06	0,036	Vérifiée
5	-21442,15	1,925	3747,09	3,06	0,0359	Vérifiée
6	-17369,52	1,958	3185,39	3,06	0,034	Vérifiée
7	-13296,89	1,9085	2529,57	3,06	0,032	Vérifiée
8	-9224,26	1,8315	2529,57	3,06	0,021	Vérifiée
9	-5153,23	0,506	936,9	3,06	0,009	Vérifiée

Tableau IV. 11: Vérification l'effet P- Δ sens Y

Etage	P(kN)	Δ (cm)	V(kN)	h(m)	θ	Vérification
*Rdc	-41806,90	0,484	5117,73	3,06	0,0129	Vérifiée
1	-37732,68	1,0175	5024,54	3,06	0,027	Vérifiée
2	-33660,04	1,3805	4838,45	3,06	0,031	Vérifiée
3	-29587,41	1,6665	4559,27	3,06	0,035	Vérifiée
4	-25514,78	1,8535	4187	3,06	0,036	Vérifiée
5	-21442,15	1,947	3721,73	3,06	0,0366	Vérifiée
6	-17369,52	1,9965	3163,84	3,06	0,035	Vérifiée
7	-13296,89	1,969	2512,45	3,06	0,034	Vérifiée
8	-9224,26	1,914	1768,08	3,06	0,032	Vérifiée
9	-5153,23	0,484	930,56	3,06	0,0087	Vérifiée

IV.4 Conclusion

L'analyse sismique menée dans le cadre de ce projet, conformément aux exigences du RPA 2024, a permis de définir les actions sismiques auxquelles la structure étudiée doit résister. Ce règlement, actualisé pour intégrer les avancées en matière d'ingénierie parasismique et les leçons tirées des récents séismes, impose une démarche rigoureuse basée sur la classification sismique du site, la nature du sol, la catégorie d'importance de la construction et le comportement dynamique de la structure. L'application de la méthode de calcul appropriée (statique équivalente ou modale spectrale), ainsi que le choix du coefficient de comportement R, ont permis de dimensionner la structure de manière à garantir une résistance optimale aux séismes tout en assurant la sécurité des usagers. Par ailleurs, la vérification des déplacements, des efforts dans les éléments porteurs, et des exigences de ductilité a confirmé la conformité du projet aux prescriptions réglementaires. Cette étude constitue ainsi un fondement essentiel pour la conception d'une structure fiable, durable et résiliente face aux aléas sismiques, et s'inscrit dans une démarche de prévention des risques et de protection des vies humaines.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA-2024. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- voiles

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du CBA 93

$$\sqrt{E.L.U : 1,35G + 1,5Q \text{ et } G + Q \pm E}$$

$$\sqrt{E.L.S G + Q}$$

Les combinaisons données par les règles du RPA-2024

$$\sqrt{G + \Psi Q \pm E}$$

Avec

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

Tableau V. 1: Caractéristique mécanique pour le béton et l'acier

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$F_{eE} 500$	$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$F_{eE} 500$
$\bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_s = 434,78 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ Mpa}$

Avec :

$$d \cong 0.9h \text{ et } c = c' = h - d$$

V.2 Ferrailage Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.2.1 Détermination des armatures longitudinales

Recommandations des règlements

Spécifications des règles BAEL (art A.8.1 .2)

$$- A_{min} = \max \{4p ; 0.2\%B\}.$$

$$- A_{max} = 5\% B$$

$$\begin{cases} P : \text{périmètre de la section calculée.} \\ B : \text{la surface de la section calculée} \end{cases}$$

La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

$$- \text{Min} (a + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

- **a** : La longueur du petit côté du rectangle.

V.2.2 La Condition de non fragilité CBA

$$- A_{min} = \frac{B}{1000}$$

V.2.3 Spécifications des règles RPA-2024 (Art 7.4)

Coffrage (RPA art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zone VI}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone VI par :

$$1.0\% \text{ en zone VI}$$

Pour les poteaux circulaires $D \geq 35 \text{ cm}$ zone VI

- Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de : 60Φ en zone VI.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 15 cm en zone VI
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

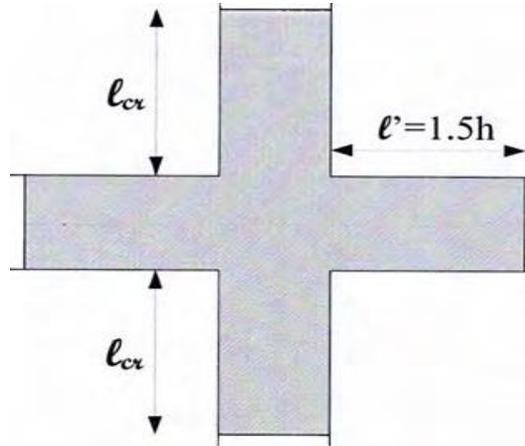


Figure V. 1: La zone nodale.

- La zone nodale est définie par l' et h' $l' = 1.5h$
- $l_{cr} = (\max h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

Tableau V. 2: Ferrailage maximale et minimale

Section (cm ²)	BAEL91		RPA-2024		
	Amin	Amax	Amin	Amax ZC	Amax ZR
55x55	8,8	151,25	30,25	121	181,5
50x50	8	125	25	100	150
45x45	7,2	101,25	20,25	81	121,5

V.2.4 Les armatures transversales

Spécifications des règles RPA-2024 (art 7.3)

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

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

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le Cas Contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

➤ **Dans la zone nodale (zone critique):**

$$t \leq \text{Min} (b_o / 3 ; 10 \text{ cm} ; 6 \Phi_l) : \text{en zone VI}$$

Avec b_o : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

➤ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \text{Min} (b_c / 2 ; h_c / 2 ; 10 \Phi_l) : \text{en zone VI}$$

ou: Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

Spécifications des règles BAEL91 (art 8.1.3)

Le diamètre des armatures transversales $\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3}$

Leur espacement : $St \leq \text{min} (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

Sollicitations extrêmes de ferrailage

Conformément au **RPA-2024**, la combinaison de ferrailage des poteaux est :

$$1.35G + 1.5Q \text{ et } G + \Psi Q \mp E$$

avec :

- **Cas 01** : N_{max} et M correspondant ;
- **Cas 02** : M_y max et N correspondant et M_z corresp ;
- **Cas 03** : M_z max et N cor et M_y correspondant ;
- **Cas 04** : N_{min} et M_{corr}

Le ferrailage des poteaux est calculé à base d'un logiciel expert d'Autodesk robot

V.2.5 Ferrailage des poteaux 55x55

Tableau V. 3: Ferrailage poteau 55x55

Combinaison	CAS	N[kN]	MY [kN]	MZ [kN.m]	Résultats robot expert : basée sur BAEL91 révisé99			As min [cm ²]
					A' _s [cm ²]	A _s [cm ²]	Ast [cm ²]	
1.35G+1.5Q	1	2623,97	0,36	-14,75	2,8	1,6	8,8	30,25
G+ ΨQ+Ex+0.3Ey	2	429,51	23,55	-8,59				
G+ ΨQ+Ex+0.3Ey	3	896,65	-5,35	61,41				
G+ ΨQ-0.3Ex-Ey	4	127,90	-2,37	4,15				

Le ferrailage des poteaux sera arrêté comme suit :

$$A_{\min} (55 \times 55) = 1 \% \times 55 \times 55 = 30,25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choisie}} 4\text{HA}20+12\text{HA}16 = 36,69\text{cm}^2$$

$$e_h = \frac{55-2.3-2.2-3.1,6-5.0,8}{4} = 9,05 \geq 1,5C_g$$

V.2.6 Ferrailage des poteaux 50x50

Tableau V. 4: Ferrailage poteau 50x50

Combinaison	CAS	N[kN]	MY [kN]	MZ [kN.m]	Résultats robot expert : basée sur BAEL91 révisé99			As min [cm ²]
					A' _s [cm ²]	A _s [cm ²]	Ast [cm ²]	
1.35G+1.5Q	1	1835,58	3,13	-24,84	2,5	1,5	8	25
G+psiQ+Ex+0.3Ey	2	278,97	26,38	-10,39				
G+psiQ+Ex+0.3Ey	3	491,33	-14,31	59,69				
G+psiQ-0.3Ex-Ey	4	77,36	-4,29	2,16				

Le ferrailage des poteaux sera arrêté comme suit :

$$A_{\min} (50 \times 50) = 1 \% \times 50 \times 50 = 25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choisie}} 4\text{T}20+8\text{T}16 = 28,65\text{cm}^2$$

$$e_h = \frac{50-2.3-2.2-2.1,6-4.0,8}{3} = 11,2 \geq 1,5C_g$$

V.2.7 Ferrailage des poteaux 45x45

Tableau V. 5: Ferrailage poteau 45x45

Combinaison	CAS	N[kN]	MY [kN]	MZ [kN.m]	Résultats robot expert : basée sur BAEL91 révisé99			As min [cm ²]
					A' _s [cm ²]	A _s [cm ²]	Ast [cm ²]	
1.35G+1.5Q	1	1063,28	5,08	-20,78	1,1	2,5	7,2	20,25
G+psiQ+Ex+0.3Ey	2	160,25	42,92	-10,88				
G+psiQ+Ex+0.3Ey	3	123,09	-19,66	79,27				
G+psiQ+Ex+0.3Ey	4	-6,20	-20,93	1,82				

Le ferrailage des poteaux sera arrêté comme suit :

$$A_{\min} (45 \times 45) = 1 \% \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisie}} 12\text{HA}16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$e_h = \frac{45 - 2.3 - 4.1.6 - 4.0.8}{3} = 9,8 \geq 1,5 \text{ Cg}$$

N.B

Le ferrailage des poteaux de sous-sol sont les mêmes que les poteaux de RDC

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux

Section	As min cm ²	Choix d'armature
55x55	30,25	4HA20+12HA16
50x50	25	4HA20+8HA16
45x45	20,25	12HA16

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le RPA-2024 :

Application des recommandations

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

Tableau V. 7: Les armatures transversales et leurs espacements

Section (cm ²)	Vu (KN)	L _f (m)	λg	ρ _a	St _{cal} (cm)		Zone	St _{finale}	At (cm ²)	choix
					RPA	BAEL				
55x55	76,85	2.14	3.89	3,75	10	24	Nodale	10	1,57	5Ø8
					20		Courante	15		5Ø8
50x50	66,97	2.14	4,28	3,75	9.6	24	Nodale	10	1,50	4Ø8
					16		Courante	15		4Ø8
45x45	88,84	2.14	4,75	3,75	9.6	24	Nodale	10	2,22	4Ø10
					16		Courante	15		4Ø10

V.2.8 Vérifications nécessaires**✚ Contrainte à l'ELS :**

Pour une fissuration considérée préjudiciable, la vérification des contraintes aux ELS se traduit par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa}$$

Les résultats son récapitulés dans les tableaux suivants :

Par le logiciel robot expert on trouve

Tableau V. 8: Vérification vis-à-vis des déformations aux ELS

Section (cm ²)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	Acier		Béton		Vérification
				σ _s	σ̄ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	
55x55	1903,79	0,26	-10,68	84,8	250	5,7	15	Vérifiée
50x50	1332,29	2,27	-18,04	78,7	250	5,4	15	Vérifiée
45x45	772,59	3,69	-15,10	61,1	250	4,3	15	Vérifiée

✚ Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \text{BAEL91}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA-2024}$$

Avec :

b₀ : la dimension minimale du poteau

$$d = 0.9 \times h$$

d'ou :

h : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;

ou: Fi l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. • La quantile d'armatures transversales minimale at/st . bc en pourcentage est donnée comme suit

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ Si} : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ Si} : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre deux valeurs limites precedentes } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad \text{RPA-2024(Art7.4.)}$$

λ_g : est l'élanacement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{h} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Ou : (h, b) : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;

$L_f = 0.7 L_0$: C'est la longueur de flambement.

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14$$

$$\lambda_g = 2.14 / 0.55 = 3,89$$

$$\tau_{bu} = V_u / (b_0 \times d)$$

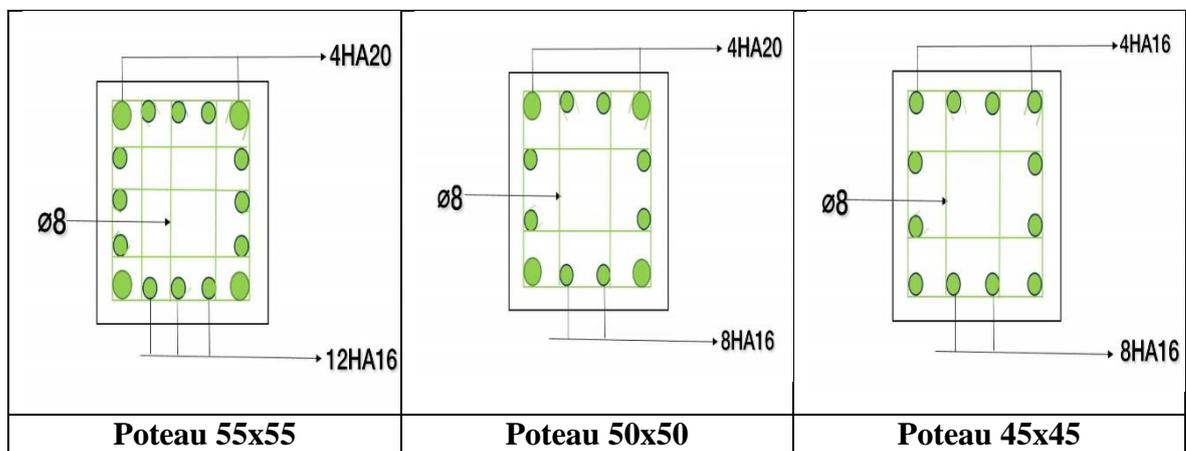
ou: Pd est egal a 0.075 si l'élanacement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur OU égal a 5; Pd est égal a 0.04, dans le cas contraire. Dans le cas de remplissage en maçonnerie, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élanacement géométrique sera celle de l'ouverture.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Vérification de la contrainte tangentielle

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u MPa	τ _{adm} MPa (RPA)	τ _{adm} MPa (BAEL91)	Vérification
55x55	2.14	3,89	0,04	54	76,85	0,28	1	2,5	Vérifiée
50x50	2.14	4,28	0,04	36	66,97	0,3	1	2,5	Vérifiée
45x45	2.14	4,75	0,04	36	88,84	0,48	1	2,5	Vérifiée

Tableau V. 10: Ferraillage des poteaux



V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V. 11: Caractéristique mécanique pour le béton et l'acier

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$\sigma_b = 25 \text{ MPa}$	FeE 500	$\sigma_b = 25 \text{ MPa}$	FeE 500
$\bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_s = 434,78 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ Mpa}$

V.3.2 Recommandations du RPA-2024

V.3.2.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage est limité en zone VI par :

0.5% en toute section.

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en Zone courante.

✓ 6% en Zone nodale

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de $60\varphi_1$ en Zone VI.

V.3.2.2 Armatures transversales

- Le diamètre φ_1 , des armatures, a haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

- La quantile d'armatures transversales minimales est donnée par:

✓ $A_t = 0,003 \cdot St.b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- Dans les zones critiques:

$$s = \min (h/4; 24\varphi_t; 17.5 \text{ cm}; 6 \varphi_l)$$

Avec :

- _ h : hauteur de la poutre
- _ φ_t : diamètre des armatures de confinement
- _ φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique :

$$s' = h/2$$

Avec :

$$s' = \min (h/4; 12\varphi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

φ_l : plus petit diamètre utilise parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilise parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = 0.23 (f_t/28/f_e) \times b \times d$$

Avec : (d= 0.9h)

V.3.3 Poutres Principales

- **PP1** de RDC jusqu'à 3eme étage
- **PP2** de 4eme étage jusqu'à le 8eme
- **PP3** terrasse

Le ferrailage des poutres est donné par le logiciel robot expert. On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

Selon CBA 93 :

Situation durable :

- **ELU:** 1,35G+1,5Q
- **ELS:** G+Q

Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- **G+Q+E**
- **0.8 G ± E**
- **G+Q ± E**

Tableau V. 12: Moments poutres principales

	En appuis			En travée		
	My _{ELU}	My _{ELS}	My _{ACC}	My _{ELU}	My _{ELS}	My _{ACC}
PP1 30x40	-146,73	-106,29	-115,79	73,43	53,24	57,84
PP2 30x40	-157,36	-114,18	-125,16	74,92	54,32	59,07
PP3 30x40 TERRASSE	-156,7	-114,54	-135,84	91,46	66,92	80,27

Tableau V. 13: Section d'aciers poutre principale

		A _{min}	As calculée	As _{INF} (cm ²)	As _{SUP} (cm ²)
		BAEL	RPA		
PP1 30x40	En appuis	1.15	6	0	10,3
	En travée	1.15	6	4,7	0
PP2 30x40	En appuis	1.15	6	0	11,2
	En travée	1.15	6	4,8	0
PP3 30x40	En appuis	1.15	6	0	11
	En travée	1.15	6	5,9	0

Choix des armatures

On prend le même choix d'armature pour toutes les poutres car ils ont presque la même surface d'armatures As

Poutres PP 30X40 :

En appuis : Armatures supérieures 5T20 As = 15,71 cm²

Armatures inférieures 3T16 As = 9,42 cm²

En travée : Armatures supérieures 3T16 As = 6,03 cm²

Armatures inférieures 5T16 As = 10,05 cm²

Armatures transversales : [Selon RPA – 2024]

On a $A_t = 0,003 \times s \times b$ Avec : s est l'espacement dans la zone nodale

Zone nodale donc $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$ $4\emptyset 8 = 2 \text{ cm}^2$ espacement **10 cm**

En Dehors des zones courantes on prend un espacement 15cm

Tableau V. 14: Vérifications nécessaires

Vérification de la contrainte tangentielle limite ultime :			
$\tau_u = \frac{T_u}{B_{0,d}} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
1,643	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (N)	Vérification	
177430	811012,50	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm ²)	Vu/(fe/Ys) [cm ²]	Vérification	
9,42	4,081	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
354860	2,921	21,667	OK

V.3.4 Poutres Secondaires

Tableau V. 15: Moments poutres secondaires

	En appuis			En travée		
	My _{ELU}	My _{ELS}	My _{ACC} 7A14	My _{ELU}	My _{ELS}	My _{ACC}
PP1 30x40	-51,48	-36,84	-34,06	33,23	24,42	27,88
PP2 30x40	-58,76	-42,87	-49,82	57,63	42,03	48,67
PP3 30x40 TERRASSE	-51,76	-37,75	-43,89	46,30	33,77	39,18

Tableau V. 16: Section d'aciers poutre principale

		A _{min}	As calculée	As _{INF} (cm ²)	As _{SUP} (cm ²)
		BAEL	RPA		
PP1 30x40	En appuis	1.15	6	0	3,3
	En travée	1.15	6	2,1	0
PP2 30x40	En appuis	1.15	6	0	3,8
	En travée	1.15	6	3,7	0
PP3 30x40	En appuis	1.15	6	0	3,6
	En travée	1.15	6	3,3	0

Donc on prend le As RPA pour le ferrailage

Choix des armatures

Poutres Ps 30X40 :

En appuis : Armatures SUP 6T12 As=6,79 cm²

Armatures inférieures 5T12 As=5,56 cm²

En travée : Armatures supérieures 3T12 As = 3,39 cm²

Armatures inférieures 6T12 As = 6,79 cm²

Armatures transversales : [Selon RPA – 2024]

On a $A_t = 0,003 \times s \times b$ Avec : s est l'espacement dans la zone nodale

Zone nodale donc $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 1,12 \text{ cm}^2$ $4\emptyset 8 = 2 \text{ cm}^2$ espacement **10 cm**

En Dehors des zones courantes en prendre un' espacement **15cm**

Tableau V. 17: Vérifications nécessaires poutre secondaire

Vérification de la contrainte tangentielle limite ultime :			
$\tau_u = \frac{T_u}{B_{0,d}} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
1,448	3,333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
156430	811012,500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm²)	Vu/(fe/Y's) [cm²]	Vérification	
5,65	3,598	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 /Y'b	Vérification
312860	2,575	21,667	OK

V.3.5 Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes des armatures pour la poutre la plus défavorable :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

Il faut vérifier les deux conditions

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N \cdot M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

-Position de l'axe neutre

$$b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0 ; y = 17,19$$

$$y_{travée} = 14,65$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 \cdot y^3 + n A_s' (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2 ; I = 134172,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{travée} = 100157,44 \text{ cm}^4$$

Tableau V. 18: Vérification ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm²)	A_s'	σ_{bc} MPa	σ_{bc} MPa	σ_{st} MPa	σ_{st}	Condition
P.P	Appui	-114,54	15,71	0	14,67	15	240,86	250	Vérifier
	Travée	66,92	10,05	0	9,78	15	214	250	Vérifier
P.S	Appui	-42,87	6,79	0	7,14	15	198,6	250	Vérifier
	Travée	-42,03	6,79	0	7,13	15	198,55	250	Vérifier

V.3.6 Vérification thermique

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément.

est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l \Delta T \quad (1)$$

$$\zeta = \Delta l / l \quad (2)$$

$$\text{On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : } \zeta = \alpha \Delta T \quad (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est : $\sigma = E \times \zeta$ (4)

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient

$$\sigma = E\alpha\Delta T \quad (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20 \text{ c}^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=11496,76 \text{ MPa}$).

Donc : $\sigma = E\alpha\Delta T$

$$\Sigma = 11496,76 \times 10^{-5} \times 20 = 2,3 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable

Tableau V. 19: vérification thermique des poutres à L'ELS

Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma + \sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
PP 30x40	appui	-114,54	14,67	15	240,86	2.3	243,16	250	Cv
	Travée	66,92	9,78		214	2.3	216,3	250	Cv
PS 30x40	appui	-42,87	7,14	15	198,6	2.3	200.32	250	Cv
	Travée	42,03	14,67		240,86	2.3	242.37	250	Cv

V.3.7 Arrêt de barres

Armatures inférieure $h \leq l/10$

Armatures supérieure $h \leq l/4$ en travée de rive

1/5 en travée intermédiaire

Avec

$L = \max(L_{gauche} ; L_{droite})$

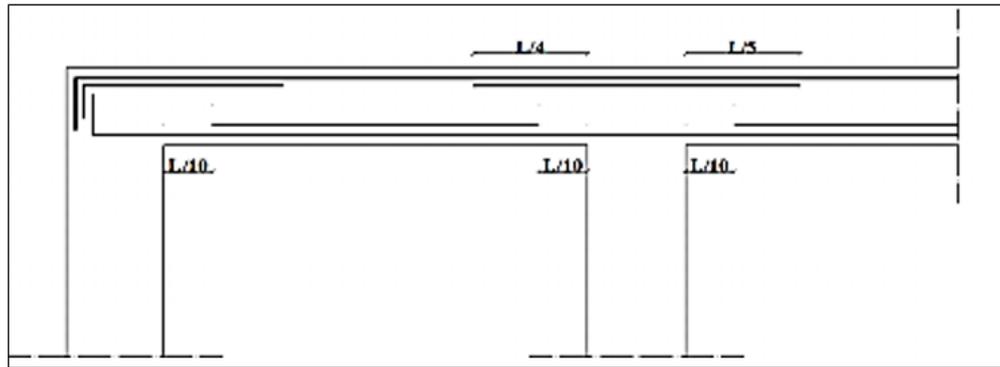


Figure V. 2: Arrêt de barres.

V.3.8 Vérification de la flèche

Tel que :

Poutre porteuse (30x40) : $f_{adm} = 5500/500 = 11 \text{ mm}$

Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = 11 \text{ mm}$

A l'aide du logiciel robot structure on trouve que la flèche est vérifiée

$F = 1,5 \text{ mm} \leq F_{adm} = 11 \text{ mm}$

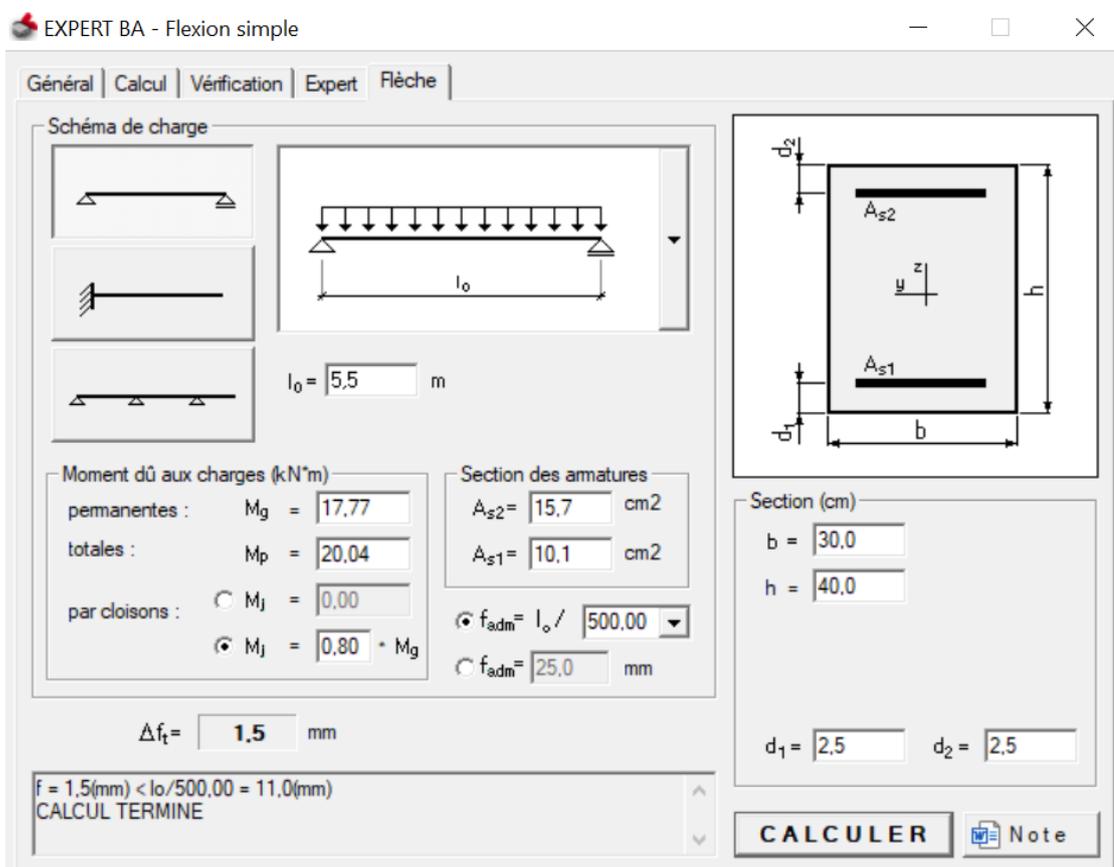


Figure V. 3: Vérification de la flèche.

V.3.9 Schéma de ferrailage des poutres

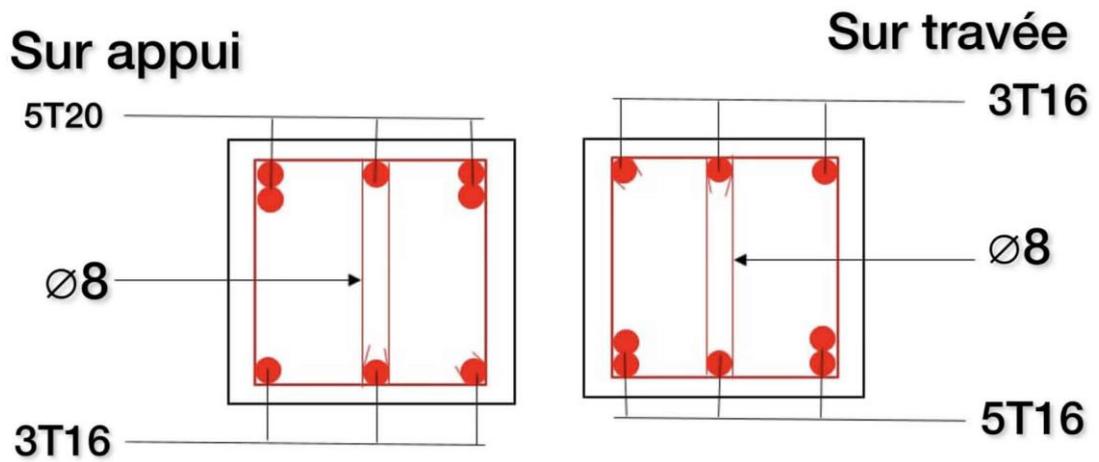


Figure V. 4: Schéma du ferrailage de la poutre principale 30x40

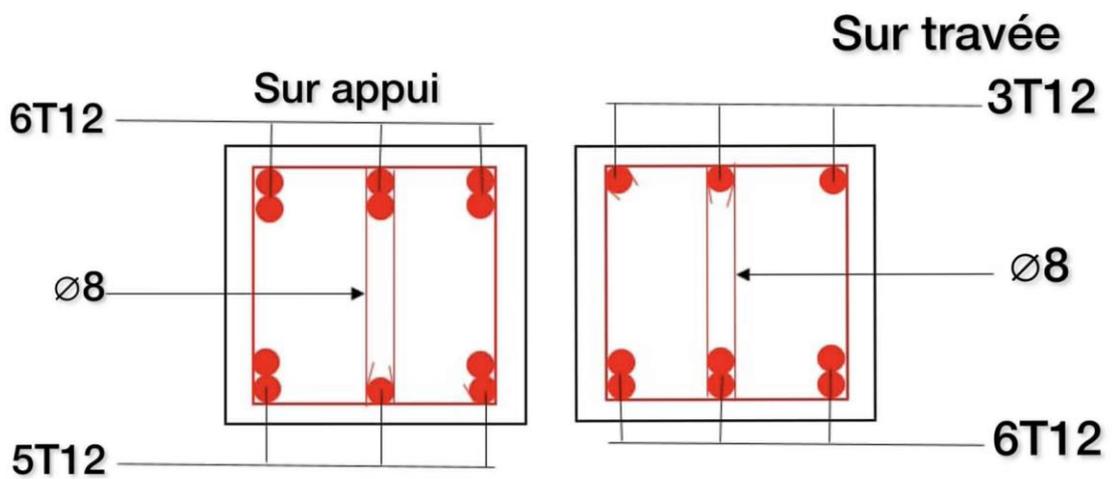


Figure V. 5: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 30x40.

V.4 Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Recommandations réglementaires :

Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe500. [RPA – 2024]

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A1), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (he) et doit satisfaire les conditions

- **Partie tendue** : $A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$
- **Partie courante (ferrailage de l'âme)**: $8\text{mm} \leq \varphi_{\max} \leq bw/8$ avec : bw : l'épaisseur du voile

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

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

- $A_{\text{ver}} = 0.5\%B$: partie tendue (confinée)

B : section du voile

- $S_h \leq \min \left[\frac{b_0}{3}; 12.5\text{cm}; 6 \varphi_v \right]$ [RPA]

Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant « V » .

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min \left[\frac{a}{10} ; \varphi_v \right]$

a : l'épaisseur du voile

φ_v : le diamètre minimale des armatures verticales

Espacement des armatures horizontales :

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

- $S_h \leq \min [1.5a ; 30\text{cm}]$ [CBA]
- $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$ [RPA]

Avec :

\bar{V} = effort tranchant , dans la section considérées , égal a $(1.4V_u)$

A_h : section d'un cours d'armatures transversales

s : espacement des cours d'armatures transversales

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Armatures transversales

Ce sont des armatures haute adhérence de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

La contrainte limites de cisaillement τ_b

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

b_0 : la dimension minimale du voile

$d = 0.9 \times h$

D'où :

h : largeur du voile

$\bar{V}_u = 1.4 V_u$

V_u : l'effort tranchant des panneaux

Détermination des sections d'acier

Les voiles seront ferrailés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

V.4.1 Méthode de calcul

RPA-2024 (art7.7.4)

Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\sqrt{1.35G + 1.5Q}$$

$$\sqrt{G + \Psi Q \pm E}$$

Le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant Les règles de béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élances correspondent a ($(hw/lw) > 2.0$) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. **Figure(7.13)**).

- Les voiles courts correspondent a ($(hw/lw) \leq 2$).

- Les voiles de grandes dimensions correspondent a ($(hw/lw) \leq 2/3$)

Commentaire (1) : Les voiles courts et Les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Commentaire (2) : L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal a la base a celui au sommet.

- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour Les systèmes a contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans Les étages supérieurs

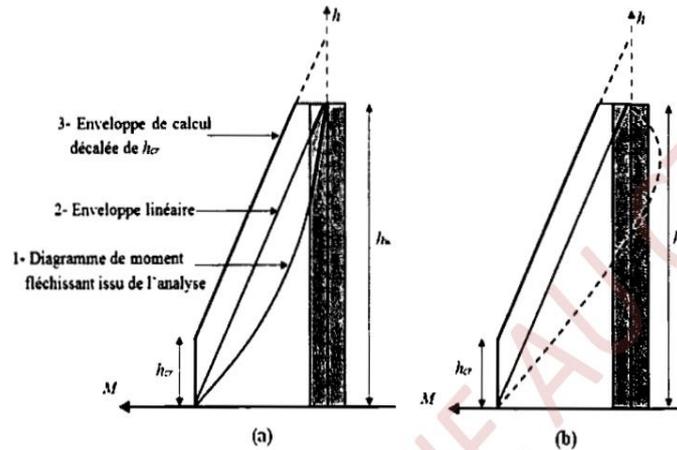


Figure V. 6: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w : \frac{h_w}{6} \right) \rightarrow h_{cr} = \max \left(3,70 : \frac{30,60}{6} \right) = 5,1\text{m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w = 7,4 \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_e : \text{pour } n \geq 6 \text{ niveaux} = 6,12 \end{cases}$$

Donc $5,1 \leq 6,12$ on prend $h_{cr} = 5,1\text{m}$

ou :

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;
- h_w : est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

Pour les systèmes contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure (7.15).

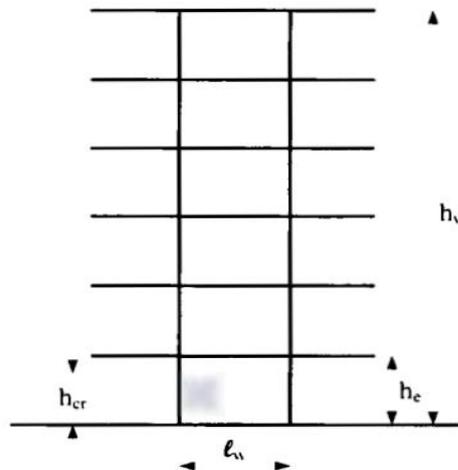


Figure V. 7: Zone critique à la base du voile.

V.4.2 Vérification de l'effort normal réduit [RPA-2024]

$$Vd = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.40$$

Avec :

Nd : l'effort normal de compression de calcul des panneaux

Bc = a × L

a : l'épaisseur du voile

L : largeur du voile

Tableau V. 20: Vérification de l'effort normal réduit

Section	Bc (mm)	Nd (N)	Vd	Observation
200.3700	740000	1805390	0,097	Vérifiée

✚ Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times fc28$$

Avec :

b₀ : la dimension minimale du voile (l'épaisseur)

d = 0.9 × h

D'où : 186740

261436

0,47

h : largeur du voile

$\bar{V}u = 1.4 Vu$

Vu : l'effort tranchant des panneaux

Tableau V. 21: Vérifications aux sollicitations tangentielles

	Section	Vu(N)	$\bar{V}u$ (N)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Observation
RDC+1er+2eme+3eme	740000	87750	122570	0,22	5	Vérifiée
4eme+5eme+6eme	740000	99690	139566	0,25	5	Vérifiée
7eme+8eme+9eme	740000	186740	261436	0,47	5	Vérifiée

V.4.3 Vérification de diagramme de moment fléchissant

Les voiles elances correspondent à ((hw/ l,,) > 2.0) : le diagramme de moment flechissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donne par une enveloppe lineaire, du diagramme du moment flechissant obtenu par le calcul de structure, deplacee verticalement (decalage de traction) d'une distance egale a la hauteur (her) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

$hw/lw > 2$

$\frac{30,60}{3,70} = 8,27 > 2 \quad \longrightarrow \quad$ Les voiles élances

$\frac{30,60}{4} = 7,65 > 2 \quad \longrightarrow \quad$ Les voiles élances

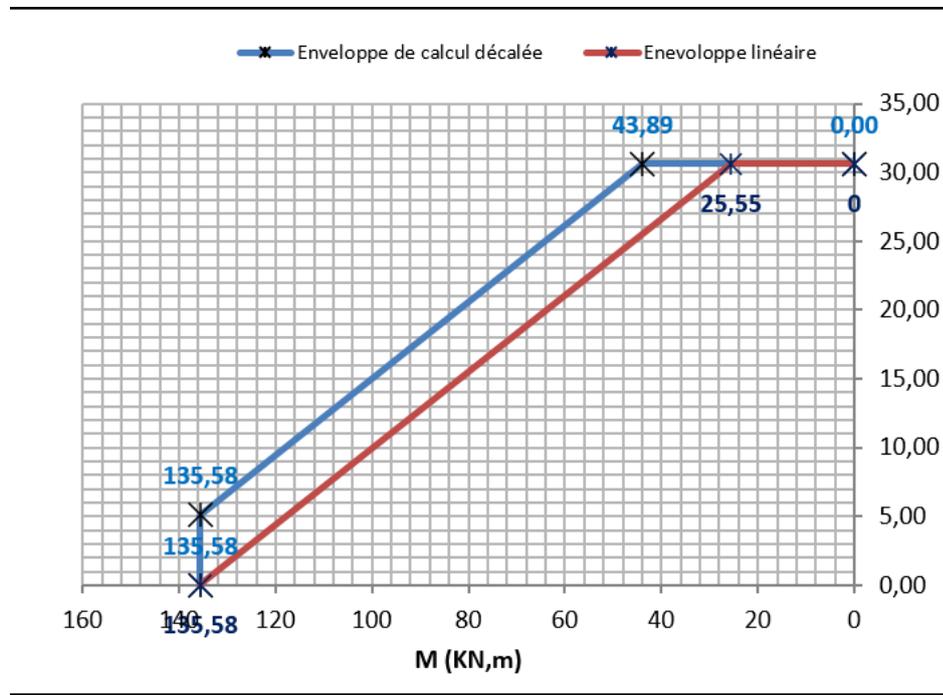


Figure V. 8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

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

$l_c \geq \max (0.15lw; 1.5bw) \quad \longrightarrow \quad l_c \geq \max (0,55 ; 0,3) \quad \longrightarrow \quad l_c=0,55m$

Avec :

l_w : longueur du voile

b_w : largeur du voile

Les armatures longitudinales

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{s \text{ confinées}} = (l_c \times b_w) 0.5\%$$

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

V.4.4 Calcul ferrailage des voiles sens x

Tableau V. 22: Données des voiles sens x

Etages	$l_w \times b_w$ (m)	b_0 (m)	L_c (m)	M (KN.m)	N (KN)	\bar{V} (KN)
RDC+1er+2eme+3eme	3,70 . 0,2	0,2	0,55	135,58	1055,6	112,17
4eme+5eme+6eme	3,70 . 0,2	0,2	0,55	80,2	892,50	95,66
7eme+8eme+9eme	3,70 . 0,2	0,2	0,55	75,63	507,18	52,90

Résultats de calcul

- Armatures verticales (tendues) de la zone confinée
- Règles communes

Les longueurs de recouvrement doivent être égales a:

$60 < \varphi_1$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;

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

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

Tableau V. 23: Ferrailages des voiles sens x

	A_{vt} calculé Résultats robot expert : basée sur BAEL91 révisé99	L'espacement $\frac{l_c}{\text{nombre des barres}}$	$A_{s_{min}}$ RPA = 0.5% $\times B$	Vérification des aciers de coutures $1.1 \times \frac{\bar{V}_u}{f_e}$
RDC+1er+2eme+3eme	79,54 cm ²	7,5 cm	37cm ²	2,46 cm ²
4eme+5eme+6eme	68,67 cm ²	7,5 cm	37cm ²	2,10 cm ²
7eme+8eme+9eme	35,52 cm ²	7,5 cm	37cm ²	1,25 cm ²

Section d'acier choisi dans la section tendue pour tout les étages

2x6T12 \rightarrow 13,57 cm²

- Armatures verticales (courante)

Tableau V. 24: Espacements zone courante

	$8 \leq \varphi_t \leq \frac{b_w}{8}$	L'espacement $St \leq \min[25 ; 25\varphi_t]$
RDC au 6eme	$\varphi_t = 8\text{mm}$	15 cm
7eme au 9eme	$\varphi_t = 8\text{mm}$	15 cm

Section d'acier choisi dans la zone courante :

$$2 \times (11\text{HA}12) = 24,88\text{cm}^2 \text{ de RDC au 6eme etage}$$

$$2 \times (11\text{HA}10) = 17,28 \text{ cm}^2 \text{ de 7eme au 9eme}$$

- Armatures horizontales (tendues) de la zone confinée

Tableau V. 25: Espacement dans la zone confinée

	$A_{ht\text{calculé}}$ $0,09 \times St \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$	L'espace $\min \left[\frac{b_0}{3}; 12,5\text{cm}; 6\phi_v \right]$
RDC au 6eme	2,02 cm ²	7,5cm
7eme au 9eme	2,02cm ²	7,5cm

Tableau V. 26: Vérification des contraintes

	Contrainte de béton		Contrainte de l'acier	
	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)
RDC au 6eme	8,3	15	153,9	250
7eme au 9eme	8,8	15	175,6	250

V.4.5 Ferrailage voile sens y

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w : \frac{hw}{6} \right) \rightarrow h_{cr} = \max \left(4 : \frac{30,60}{6} \right) = 5,1\text{m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w = 7,4 \\ he: \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2. he: \text{ pour } n \geq 6 \text{ niveaux} = 6,12 \end{cases}$$

Donc $5,1 \leq 6,12$ on prend $h_{cr} = 5,1\text{m}$

ou :

- he : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;

- hw : est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

Pour les systèmes contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure (7.15).

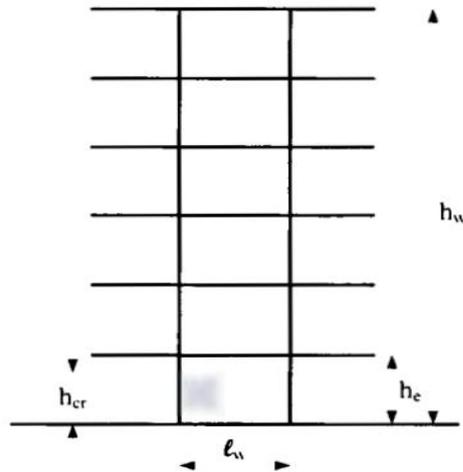


Figure V. 9: Zone critique à la base du voile.

V.4.5.1 Vérification de l'effort normal réduit [RPA-2024]

$$Vd = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.40$$

Avec :

Nd : l'effort normal de compression de calcul des panneaux

$Bc = a \times L$

a : l'épaisseur du voile

L : largeur du voile

Tableau V. 27: Vérification de l'effort normal réduit

Section	Bc (mm)	Nd (N)	Vd	Observation
200.4000	800000	880420	0,044	Vérifiée

✚ Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\tau_b = \frac{\overline{Vu}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

b₀ : la dimension minimale du voile (l'épaisseur)

$d = 0.9 \times h$

D'où :

h : largeur du voile

$\overline{Vu} = 1.4 Vu$

Vu : l'effort tranchant des panneaux

Tableau V. 28: vérifications aux sollicitations tangentielles

	Section	Vu(N)	\overline{Vu} (N)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	Observation
RDC+1er+2eme+3eme	740000	41830	58562	0,002	5	Vérifiée
4eme+5eme+6eme	740000	57880	81032	0,004	5	Vérifiée
7eme+8eme+9eme	740000	118550	165970	0,008	5	Vérifiée

V.4.5.2 Vérification de diagramme de moment fléchissant

Les voiles élancés correspondent à $((hw/l_w) > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_w) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

$$hw/l_w > 2$$

$$\frac{30,60}{3,70} = 8,27 > 2 \quad \longrightarrow \quad \text{Les voiles élancés}$$

$$\frac{30,60}{4} = 7,65 > 2 \quad \longrightarrow \quad \text{Les voiles élancés}$$

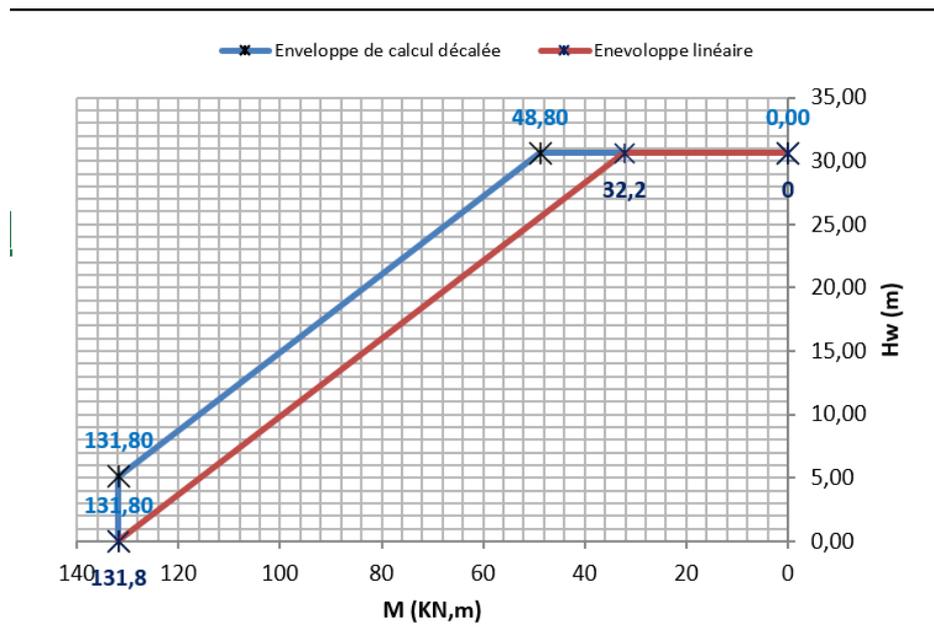


Figure V. 10: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

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

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w) \quad \longrightarrow \quad l_c \geq \max(0,60; 0,3) \quad \longrightarrow \quad l_c = 0,60\text{m}$$

Avec :

l_w : longueur du voile

b_w : largeur du voile

Les armatures longitudinales

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{S \text{ confinées}} = (l_c \times b_w) 0.5\%$$

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

V.4.6 Calcul ferrailage des voiles sens y

Tableau V. 29: Données du voile de sens y

Etages	$l_w \times b_w$ (m)	b_0 (m)	L_c (m)	M(KN.m)	N(KN)	\bar{V} (KN)
RDC+1er+2eme+3eme	4 . 0,2	0,2	0,60	131,80	563,63	58,56
4eme+5eme+6eme	4 . 0,2	0,2	0,60	92,4	379,55	81,032
7eme+8eme+9eme	4 . 0,2	0,2	0,60	76,6	234,86	118,55

Résultats de calcul

Armatures verticales (tendues) de la zone confinée

Règles communes

Les longueurs de recouvrement doivent être égales a:

$60 < \varphi_1$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;

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

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

Tableau V. 30: Ferrailages des voiles sens y

	A_{vt} calculé Résultats robot expert : basée sur BAEL91 révisé99	L'espacement l_c nombre des bar	A_{Smin} RPA = 0.5% $\times B$	Vérification des aciers de coutures $1.1 \times \frac{\bar{V}_u}{f_e}$
RDC+1er+2eme+3eme	75,32 cm ²	7,5 cm	40 cm ²	1,28 cm ²
4eme+5eme+6eme	66,73 cm ²	7,5 cm	40cm ²	1,78cm ²
7eme+8eme+9eme	29,6 cm ²	7,5 cm	40cm ²	2,60 cm ²

Section d'acier choisi dans la section tendue pour tout les étages

2x6T12 \rightarrow 13,57 cm²

Armatures verticales (courante)

Tableau V. 31: Espacements zone courante

	$8 \leq \varphi_t \leq \frac{bw}{8}$	L'espace $St \leq \min[25 ; 25\varphi_t]$
RDC au 6eme	$\varphi_t = 8\text{mm}$	15 cm
7eme au 9eme	$\varphi_t = 8\text{mm}$	15 cm

Section d'acier choisi dans la zone courante :

$$2 \times (11\text{HA}12) = 24,88\text{cm}^2 \text{ de RDC au 6eme étage}$$

$$2 \times (11\text{HA}10) = 17,28 \text{ cm}^2 \text{ de 7eme au 9eme}$$

Armatures horizontales (tendues) de la zone confinée

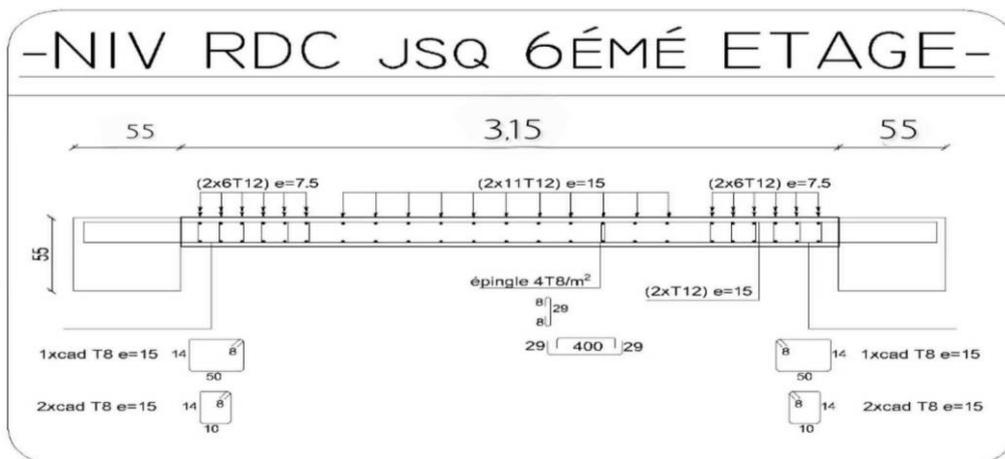
Tableau V. 32: Espacement dans la zone confinée

	$A_{ht\text{calculé}}$ $0.09 \times St \times b_0 \times \frac{fc28}{fe}$	L'espace $\min \left[\frac{b_0}{3} ; 12.5\text{cm} ; 6\varphi_v \right]$
RDC au 6eme	2,02 cm ²	7,5cm
7eme au 9eme	2,02cm ²	7,5cm

Tableau V. 33: Vérification des contraintes

	Contrainte de béton		Contrainte de l'acier	
	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
RDC au 6eme	8,3	15	153,9	250
7eme au 9eme	8,8	15	175,6	250

On remarque qu'on a presque le même ferrailage et section d'aciers pour les deux sens x et y a cause de la symétrie et la même longueur donc on vas généraliser le ferrailage des deux sens et on met un seul ferrailage (cas plus défavorable)

**Figure V. 11:** Ferrailage de voile de RDC au 6eme étage.

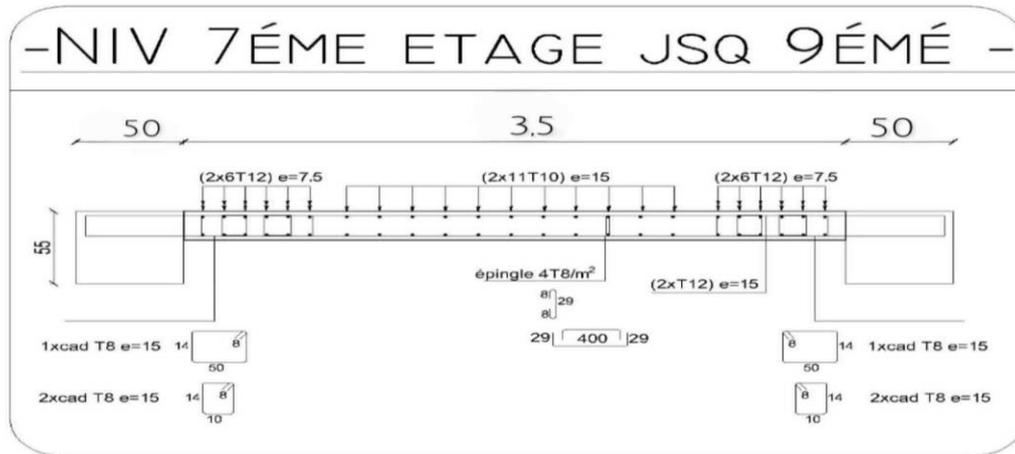


Figure V. 12: Ferrailage des voiles du 7eme au 9eme étage.

V.5 Voile périphérique

V.5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

V.5.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA2024**, qui stipule d'après l'article 10.1.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

- B : Section du voile.

Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,70 \text{ m}$; $L_y = 5,50 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

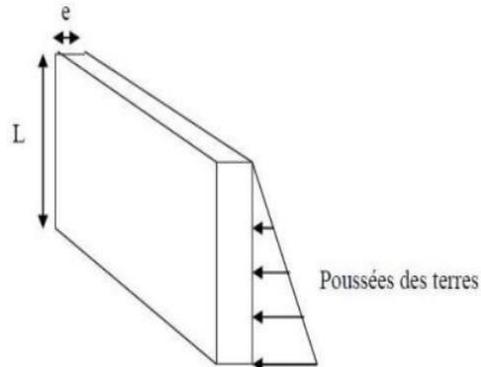


Figure V. 13: Poussées de terres.

La charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \times h \times \gamma$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$). h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\phi = 38^\circ$; $A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.23$; avec $\pi = 180^\circ$

$Q = A \times h \times \gamma = 13.57 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 18.33 \text{ kN/ml}$

V.5.3 Effort de voile périphérique

$P = L_x/L_y = 0,67 \geq 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

- Dans le sens petite portee $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens grande portee $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$\mu_x = 0,0723$; $\mu_y = 0,3895$

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 18,14 \text{ kN.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 7,06 \text{ kN.m}$

Moment en travée

$M_{tx} = 0,85 M_x = 15,42 \text{ kN.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 6 \text{ kN.m}$

Moment en appui

$$\text{Max} = \text{May} = 0,5 M_x = 9,07 \text{ kN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

V.5.4 Ferrailage voiles périphérique

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 34: Ferrailage de voile périphérique

	Sens	Mu (kNm)	μ	As' cm ²	α	Z (cm)	calculé As (cm ²)	Choix	adopté As (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,42	0.033	0	0.042	176,97	2	4HA10	3.14	25
	y-y	7,06	0.015	0	0.02	178,56	0,90	2HA10	1.57	50
Appuis	x-x	9,07	0.019	0	0.023	178,34	1.16	2HA10	1.57	50

Condition exigée par le RPA2024

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

On a:

- $12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$
- $h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$

$$A_x \geq A_{x\min} ; A_{x\min} = p_0 (3-L_x/L_y) bh/2$$

$$A_y \geq A_{y\min} ; A_{y\min} = p_0 bh$$

Avec p_0 Taux d'armatures dans chaque direction $p_0 = 0,0006$

$$A_{x\min} = 1,30 \text{ cm}^2 ; A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée

- $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{x\min} = 1,3 \text{ cm}^2$
- $A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$

En appuis

- $A_x = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{x\min} = 1,3 \text{ cm}^2$
- $A_y = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$T_u = T_{u\max}/b.d \leq T_{uadm} = 0,05f_c28 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = Q_u.L_x.L_y/2L_x+L_y = 28,92 \text{ kN}$$

$$T_y = q_u.L_y/3 = 33,60 \text{ kN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = T_y = 33,60 \text{ kN}$$

$$T_u = 33,60/1000.180 = 0,19 \leq T_{uadm} = 0,05f_c28 = 1,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{ser} = Q_1 = 13,57 \text{ kN/m } \rho = 0,67 \rightarrow \mu_x = 0,0780$$

$$\mu_y = 0,5469$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l^2 \rightarrow M_x = 14,49 \text{ kN.m } M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 7,93 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments en travées : } M_{tx} = 0,85M_x = 12,32 \text{ kN.m ; } M_{ty} = 0,85M_y = 6,74 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7,24 \text{ kN.m}$$

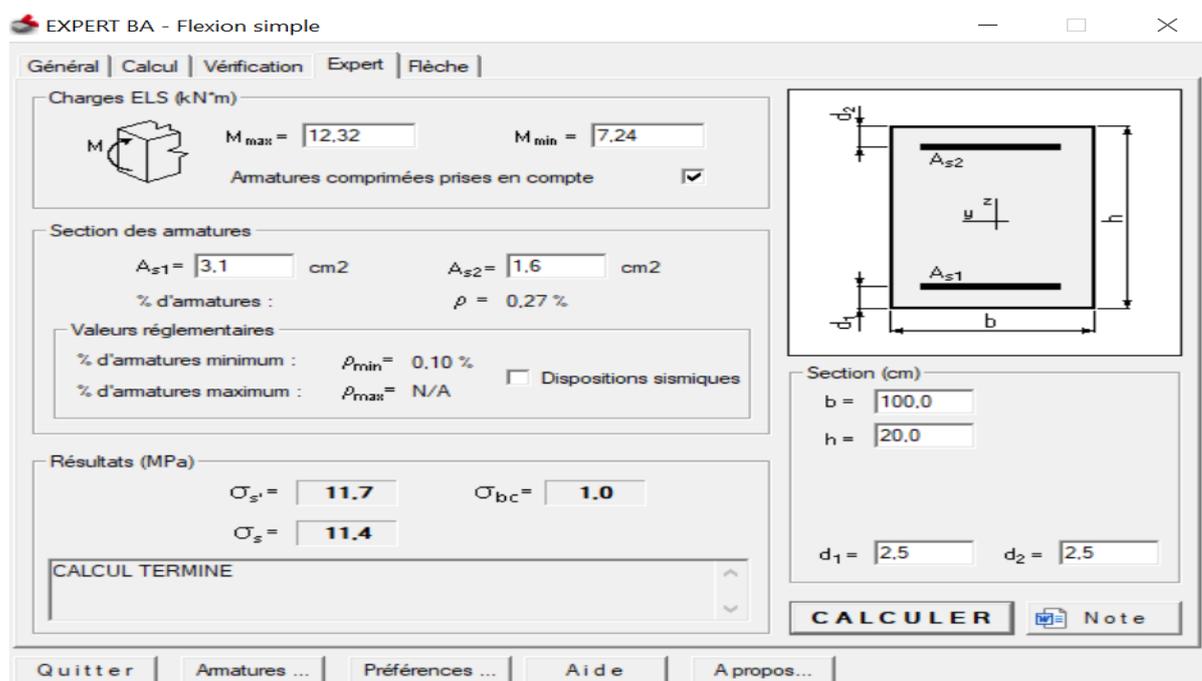
Vérification des contraintes

Figure V. 14: Vérifications des contraintes de voile sens x.

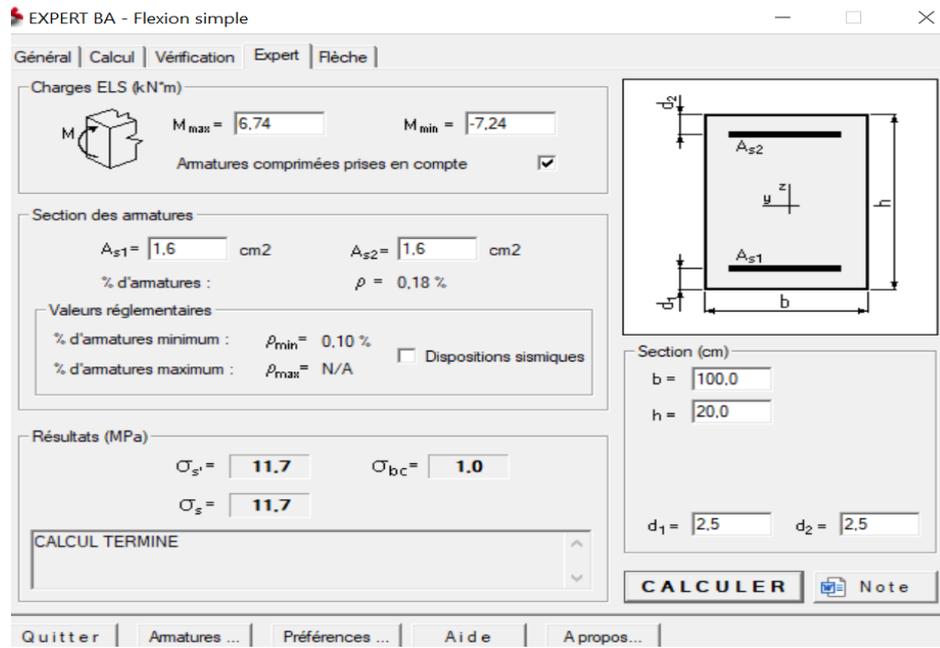


Figure V. 15: Vérifications des contraintes de voile sens y

V.5.5 Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.

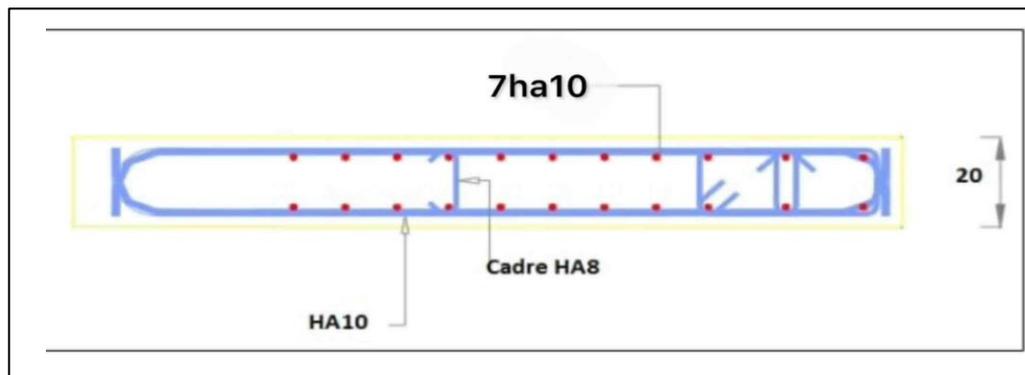


Figure V. 16: Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.

V.5.6 Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.

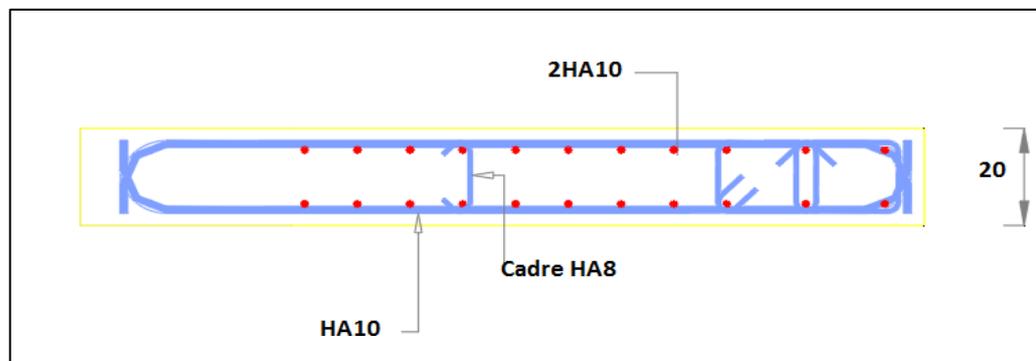


Figure V. 17: Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure le plus souvent. On trouve dans l'infrastructure les éléments suivants : « les fondations-les longrines- les voiles Périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

La cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

Critères de choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.7 Bars à une profondeur de 3 m.

VI.2 Choix du type des fondations

VI.2.1 Semelles isolées

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $N_{ser} / s \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol avec $\sigma_{sol} = 120$ KPa

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ROBOT à L'ELS. N_{ser} = 1903,79 kN.

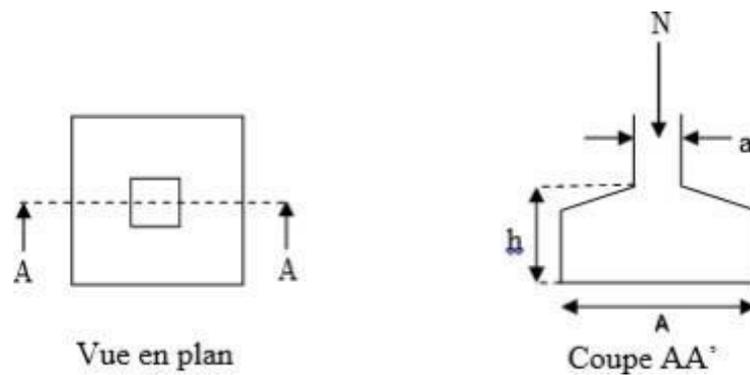


Figure VI. 1: semelle isolée.

$$N/\sigma_{sol} \geq B \times B \rightarrow 1903,79/120 \geq B \times B$$

$$S \leq 15,86\text{m}^2 \Rightarrow S = B \times B \Rightarrow B \geq 4 \text{ m.}$$

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

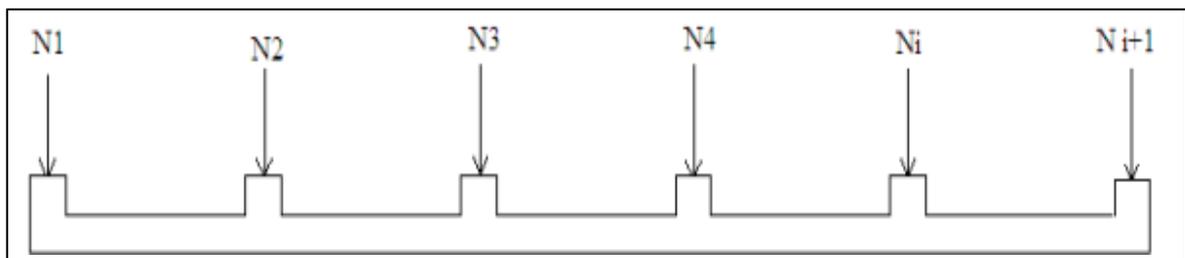


Figure VI. 2: Schéma de la semelle filante.

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \geq N_{ser}/S$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$.

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$B \geq N_{ser}/L \cdot \sigma_{sol}$

$$\Sigma N = 340,59 + 450,23$$

$$+ 1085,29 + 1141,28 + 583,66 + 1141,01 + 1085,01 + 922,7 + 918,78 + 1022,54$$

$$\Sigma N = 8691,09 \text{ kN}$$

$$B \geq 8019,27 / 28,90.120 \rightarrow B \geq 2,6$$

$$L = 5 < 2 \times 2,52 = 5,04 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc : on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment

VI.3 Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

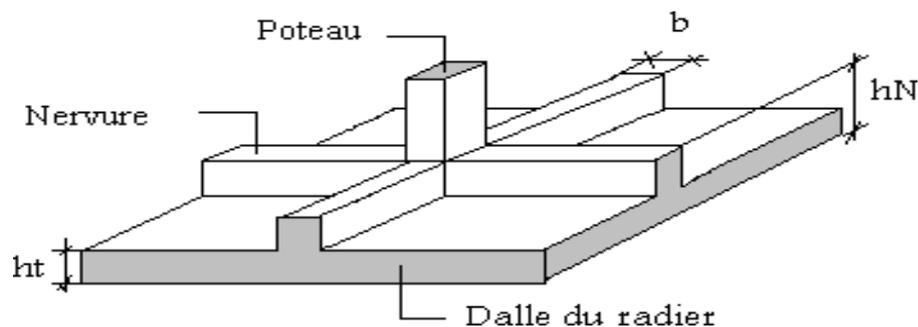


Figure VI. 3: Radier général.

VI.3.1 Prédimensionnement radier

VI.3.1.1 Dalle

$$L/25 \leq h \leq L/20 \rightarrow 22 \leq h \leq 27,5$$

On prend h de la dalle du radier = 25cm

VI.3.1.2 Nervures

Condition de coffrage :

$$B \geq L_{\max}/10$$

$$B \geq 55 \text{ cm.}$$

On opte b = 55 cm

La hauteur de nervure :

- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

On a:

$$L_{\max}/15 \leq h_n \leq L_{\max}/10$$

$$L_{\max} = 550 \rightarrow 36,67 \text{ cm} \leq h_n \leq 55 \text{ cm} \text{ On prend :}$$

$$h_{N1} = 50 \text{ cm}$$

- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \pi/2 \times L_e$$

$$\text{Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen) :

- K=0,5[kg/ cm³] Pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/ cm³] Pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/ cm³] Pour un très bon sol.

$$B = 0,55$$

B: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier

L : distance maximale entre deux poteaux : 5,50 m

Donc :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \cdot \left(\frac{4L}{\pi}\right)} \rightarrow h_n = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 4}{32164,49} \cdot \frac{4 \cdot 5500}{\pi}} = 825,19 \text{ mm} = 82,5 \text{ cm}$$

$$h_n = 85 \text{ cm}$$

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier : h_R=25 cm.
- Les dimensions de la nervure : h_N=85 cm et b=55cm

Les contraintes sont obtenues par le logiciel ROBOT

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

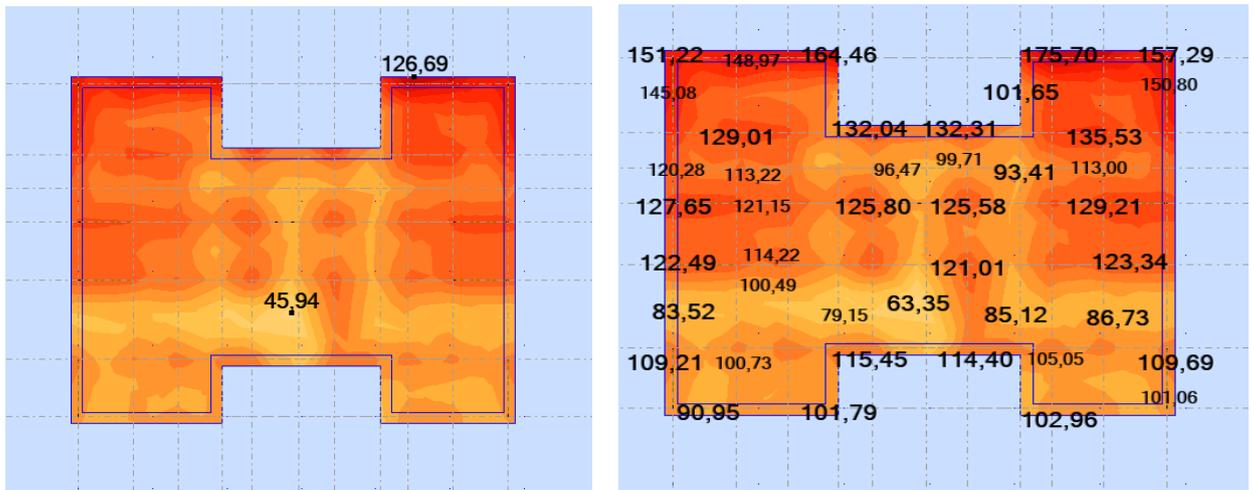


Figure VI. 4: Contrainte sous le radier à LELS et LELU.

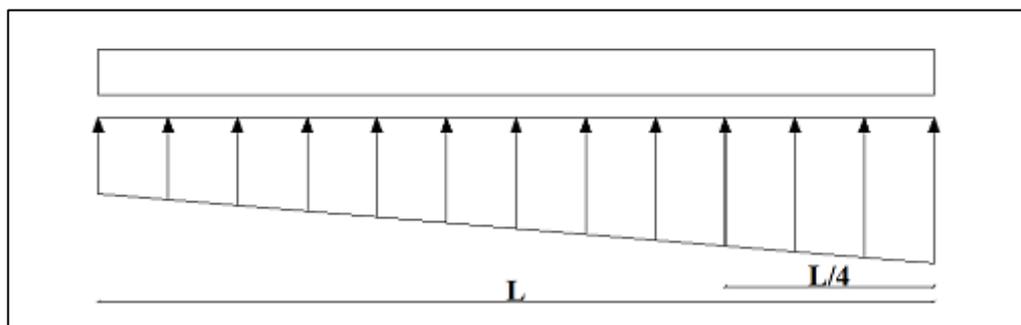


Figure VI. 5: Dessin des contraintes.

On vérifie que:

$$\sigma(L/4) = \frac{36 \max x \sigma_{min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

Tableau VI. 1: Vérification des contraintes

/	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma L/4$	$1,33 \sigma_{sol}$	Vérification
ELU	1,75	0,63	1,47	1,60	Vérifier
ELS	1,26	0,46	1,06	1,60	Vérifier

VI.3.2 Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$$

Avec

$$h \text{ epaisseur radier} \rightarrow 0,25\text{m}$$

$$u_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b+h) = 6600\text{mm}$$

$$P_u \text{ la charge a ELU} \rightarrow 1831 \text{ kN}$$

$$a ; b \text{ dimension du poteau} \rightarrow 55 \times 55$$

$$1831 \leq 0,045 \cdot 6600 \cdot 1100 \cdot 25/1,5 = 5445 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.3.3 Vérification au cisaillement

$$T_u = P_u / h \times U \leq T_u \text{ adm} = 0,045 F_{c28} / \gamma_b$$

$$T_u = 0,25 \leq T_u \text{ adm} = 1,125 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

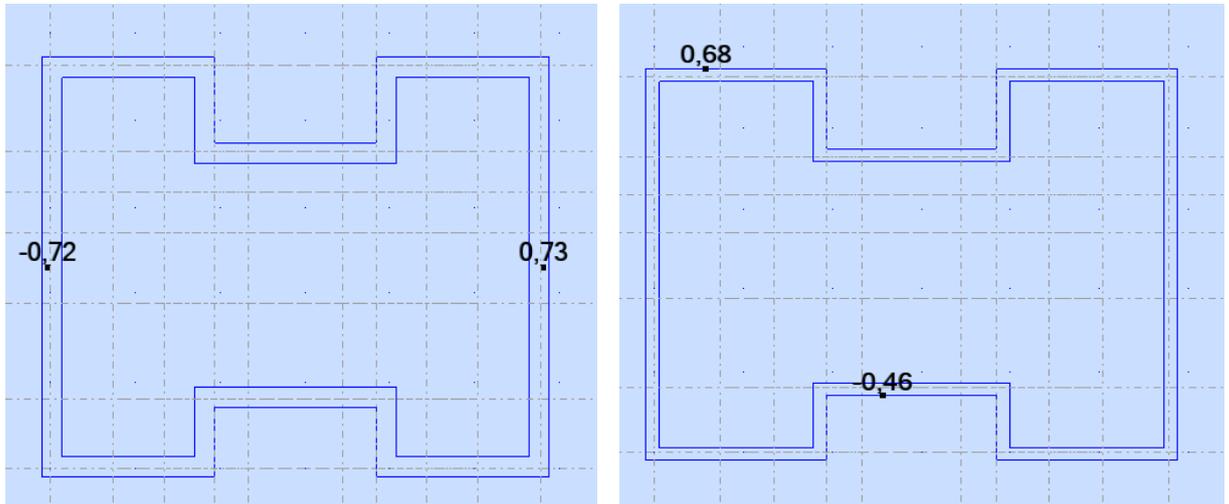


Figure VI. 6: Contraintes de cisaillement txx et tyx ELU.

On doit vérifier que

- $T_{xx} \leq 0,05 F_{c28} \rightarrow 0,73 \leq 0,05 \cdot 25 = 1,25 \rightarrow \text{condition vérifier}$
- $T_{yy} \leq 0,05 F_{c28} \rightarrow 0,68 \leq 0,05 \cdot 25 = 1,25 \rightarrow \text{condition vérifier}$

VI.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l’ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

VI.4.1 Ferrailage de la dalle du radier

NB $M \leq 0$ Tend les fibres supérieures

Tableau VI. 2: Tableau récapitulatif des moments Mxx (kN.m/ml)

	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	42,75	-41,48	31,01	-30,07	26,91	-32,70

Tableau VI. 3: Tableau récapitulatif des moments M_{yy} (kN.m/ml)

	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	56,51	-59,67	41	-43,30	35,54	-47,49

-Ferrailage de la dalle :

Calcul manuelle pour comparer les résultats de logiciel a LELU

En travée $\mu = 0,083$; $a = 0,108$; $z = 215,28$; $A_s = 8,31 \text{ cm}^2$

Selon le robot expert

- Calcul de Section en Flexion Simple sur travée

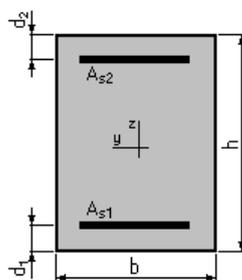
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	59,67	0,00
Etat Limite de Service	43,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	47,49	0,00

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{S \min} = 2,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,48 \text{ (}\% \text{)}$

minimum $r_{\min} = 0,12 \text{ (}\% \text{)}$

Donc on prend 7HA14 st = 10cm

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 59,67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,28 \text{ (}\% \text{)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (}\% \text{)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

- **Vérification des contraintes sur travée**

Cas ELS $M_{\max} = 43,30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,11

Position de l'axe neutre: $y = 6,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 225,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $s_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

- **Calcul de section en flexion simple sur appui**

Etat Limite Ultime (fondamental) 56,51 0,00

Etat Limite de Service 41,00 0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 35,54 0,00

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 9,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \min} = 2,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,46 \text{ (}\% \text{)}$

minimum $r_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 56,51$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,13$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Donc on prend 7HA14 st=10

- **vérifications des contrainte sur appui**

Cas ELS $M_{\max} = 41,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,17

Position de l'axe neutre: $y = 6,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 213,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Espacement :

$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{Min}(75, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

On prend $St = 10\text{cm}$ sur appui et sur travée

Condition de non fragilité

$As_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 2,17 \text{ cm}^2$

Tableau VI. 4: Choix de ferrailage de la dalle du radier

	Choix
Travée	7HA14 st=10cm
Appui	7HA14 st=10cm

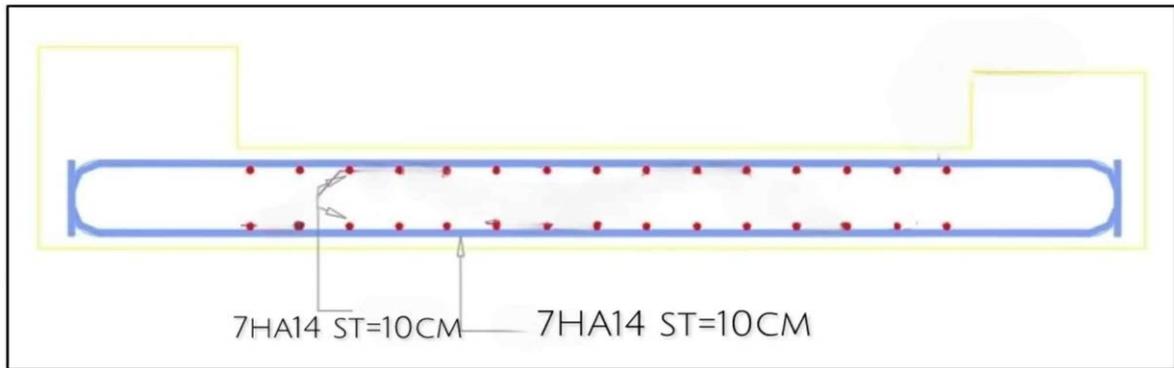


Figure VI. 7: Ferrailage dalle du radier.

VI.4.2 Ferrailage nervures

Les nervures de radier sont des renforts en béton armé, généralement en forme de poutres intégrées à la dalle, qui sont disposés sous un radier pour augmenter sa rigidité, résister aux efforts mécaniques (surtout les moments fléchissants) et répartir les charges verticales sur le sol de manière plus efficace.

Fonction des nervures de radier

Les nervures, parfois appelées aussi poutres de fondation ou poutres de redressement, ont plusieurs fonctions principales :

- Renforcer la structure : elles augmentent la résistance mécanique du radier, notamment contre les efforts de flexion dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Répartir les charges : elles permettent une meilleure diffusion des charges ponctuelles (poteaux, murs porteurs) vers la dalle du radier et donc vers le sol.
- Réduire l'épaisseur de la dalle : en rigidifiant la structure, elles permettent parfois de réduire l'épaisseur générale du radier tout en maintenant ses performances mécaniques.
- Contrôler les déformations : elles limitent les tassements différentiels et réduisent les flèches (fléchissements) excessives de la dalle.

Les efforts des nervures

Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif des moments sens porteur M (kN.m/ml)

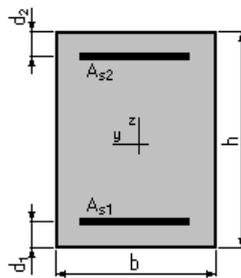
	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	409,96	-714,68	298,18	-518,49	335,80	-567,44

Tableau VI. 6: Tableau récapitulatif des moments sens non porteur M (kN.m/ml)

	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	756,66	-709,05	547,33	-514,33	578,93	-562,10

VI.4.2.1 Calcul de Section en Flexion Simple sens porteur**Calcul manuelle pour la comparaison avec logiciel a LELU**En travée $\mu=0,156$; $a= 0,213$; $Z=699,822$; $A_s = 30,63\text{cm}^2$ Sur appui $\mu = 0,089$; $a= 0,116$; $Z = 729,51$; $A_s = 16,85\text{cm}^2$ **Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

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

Section :

$$b = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 85,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués: M_{max} (kN*m) **M_{min} (kN*m)**

Etat Limite Ultime (fondamental) 714,68 -409,96

Etat Limite de Service 518,49 -298,18

Etat Limite Ultime (Accidentel) 567,44 -335,80

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 28,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 16,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 1,02$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,10$ (%)

Donc on prend 10HA20 sur travée partie supérieur

Et 6HA20 sur appui partie inférieure

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 714,68$ (kN*m) $M_{\min} = -409,96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 13,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,6$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 2,04$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 75,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 518,49$ (kN*m) $M_{\min} = -298,18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 25,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 71,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 4,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 53,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 567,44$ (kN*m) $M_{\min} = -335,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,83 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 13,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,8$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 1,95$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 67,9$ (MPa)

Vérifications des contraintes

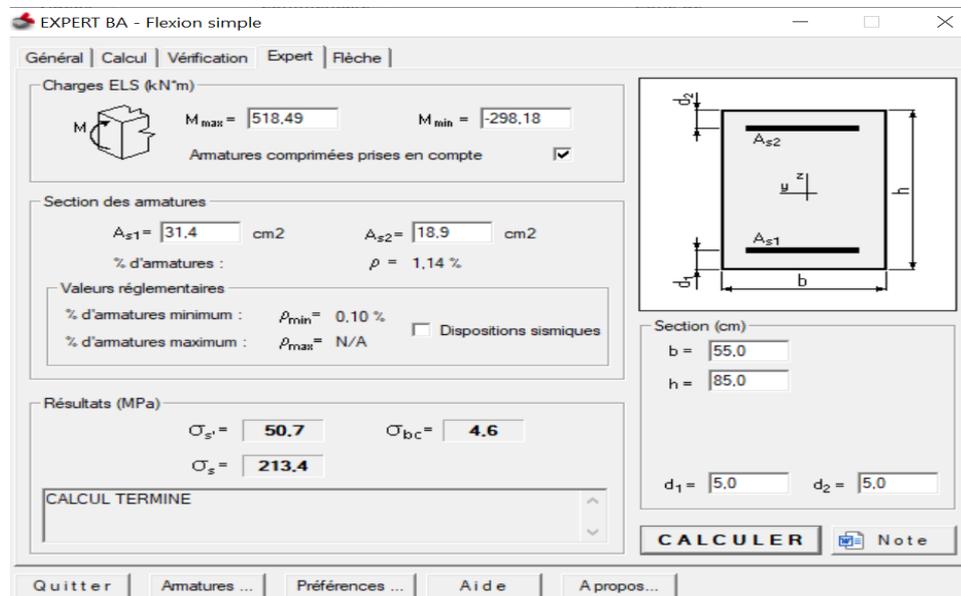


Figure VI. 8: Vérifications des contraintes sens porteur.

VI.4.2.2 Calcul de Section en Flexion Simple sens non porteur

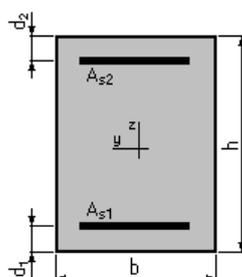
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

Section:



$b = 55,0$ (cm)

$h = 85,0$ (cm)

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	709,05	-756,66
Etat Limite de Service	514,33	-547,33
Etat Limite Ultime (Accidentel)	562,10	-578,93

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 28,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 30,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 1,32 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Donc prend 10HA20 sur appui partie inferieur et sur travée supérieure

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 709,05 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -756,66 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 75,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $e_b = 1,74 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $e_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 201,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 514,33 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -547,33 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 24,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 71,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 88,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$s_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\max} = 562,10$ (kN*m) $M_{\min} = -578,93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,89 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 11,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 75,3$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 1,71$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 196,3$ (MPa)

Vérifications des contraintes

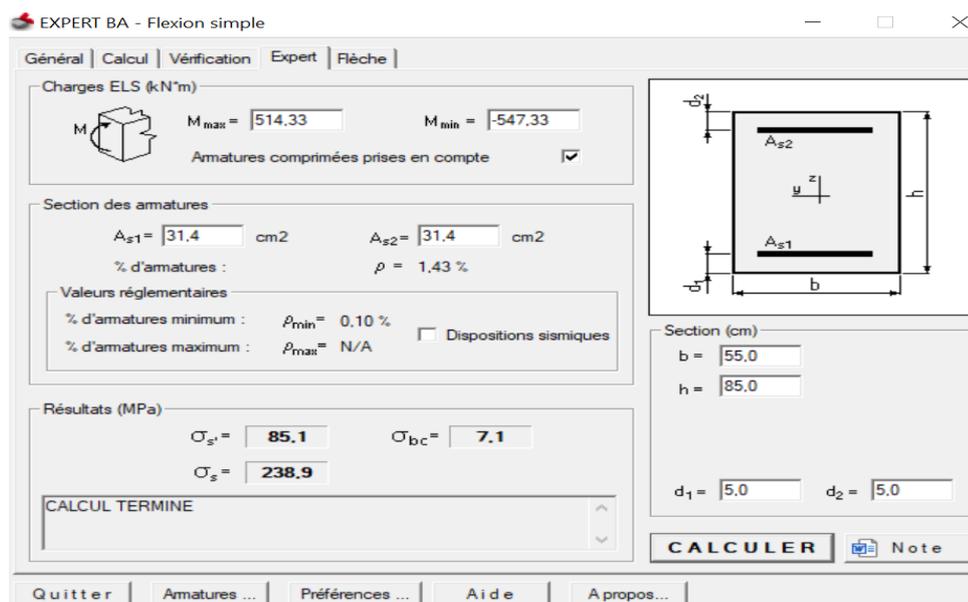


Figure VI. 9: Vérifications des contraintes sens non porteur.

Espacement :

$$E_{sp} \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{Min}(255, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

Et $st = 25\text{cm}$ zone courante

Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 2,17 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 7: Vérifications nécessaires sens porteur et non porteur

Vérification de la contrainte tangentielle limite ultime :			
$\tau_u = \frac{T_u}{B_{0,d}} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right]$			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
1,587	2,50	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	0,267.b.a.f_{c28} (N)	Vérification	
667910	1762200	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
A_s (cm²)	V_u/(f_e/γ_s) [cm²]	Vérification	
15,71	15,36	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 F_{c28} /γ_b	Vérification
1335820	5,06	21,667	OK

On a $A_t = 0,003 \times s \times b$ Avec : s est l'espacement dans la zone nodale

Zone nodale donc $A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,48 \text{ cm}^2$ $5\emptyset 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ espacement **15 cm**

$$e_h = \frac{55 - 2.5 - 5.2 - 5.1}{4} = 7,5 \geq 1,5 C_g$$

Armature de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$H = 150 \text{ cm}$$

$$A_p = 2 \times (3 \times 0,85) = 5,1 \text{ m}^2$$

On choisit $A_p = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.4.2.3 Dessin de ferrailage des nervures

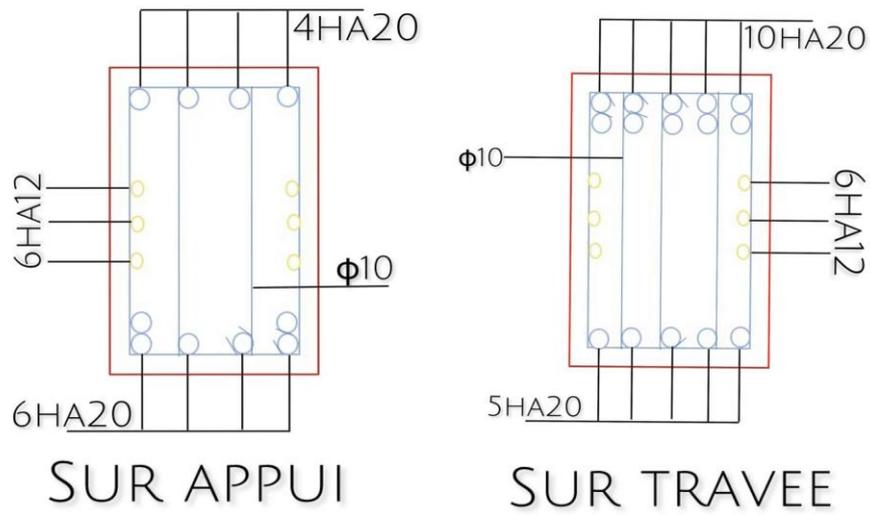


Figure VI. 10: Ferrailage des nervures sens porteur.

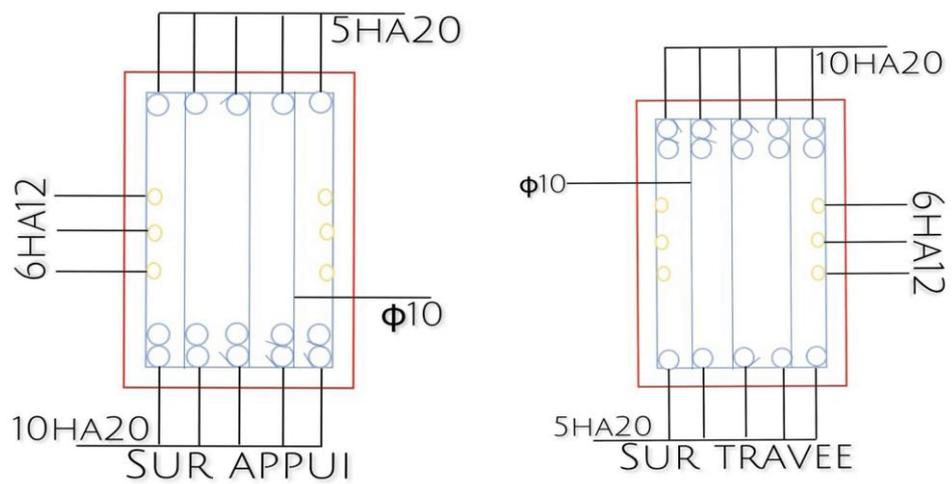


Figure VI. 11: Ferrailage des nervures sens non porteur.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a porté sur l'étude complète d'un bâtiment de type R+9 avec sous-sol, situé en zone sismique 6, et conçu selon les exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA) 2024. À travers ce travail, j'ai pu mettre en pratique les compétences acquises durant ma formation en génie civil, en abordant les différentes étapes de conception et de dimensionnement : étude de la structure, modélisation, analyse sismique, vérification des éléments porteurs, fondations et détails de ferrailage.

L'intégration du RPA 2024 dans l'étude a constitué une part importante du travail. Ce nouveau règlement, censé améliorer la sécurité et la fiabilité des constructions face aux risques sismiques, introduit des changements significatifs par rapport aux versions précédentes, notamment en matière de coefficients de sécurité, de comportement et de prescriptions de ferrailage. Cependant, avec ma modeste expérience et à la lumière de cette application concrète, j'ai pu constater que le RPA 2024 reste difficile d'accès, surtout pour les jeunes ingénieurs et les étudiants. Plusieurs points m'ont paru peu clairs, notamment :

- Le coefficient de comportement R, dont la définition et la justification ne sont pas toujours explicites selon les types de structures ;
- Le traitement des voiles porteurs, pour lesquels les exigences semblent parfois contradictoires ou incomplètes ;
- L'augmentation très importante des forces sismiques calculées, et par conséquent, un ferrailage beaucoup plus élevé par rapport aux précédentes versions du RPA.

Cette hausse du dimensionnement sismique, bien qu'elle vise une sécurité accrue, soulève des interrogations légitimes. En principe, une révision profonde du règlement parasismique intervient après la survenue d'un séisme majeur ayant révélé des lacunes dans la réglementation existante. Or, à ce jour, aucun événement sismique significatif n'a été enregistré pour justifier un tel renforcement des exigences. Cette situation laisse penser que le durcissement du règlement repose davantage sur une volonté de prudence excessive que sur un retour d'expérience concret.

Par ailleurs, plusieurs parties du règlement restent similaires à celles du RPA99, sans réelle révision ou clarification des zones qui, pourtant, méritaient d'être revues. Cela m'amène à penser que le nom de "RPA 2024" peut prêter à confusion, et qu'il aurait été plus juste de le désigner comme une mise à jour du RPA99, tant les modifications structurelles du texte sont limitées, hormis l'augmentation des coefficients de sécurité.

Concernant logiciel robot structure analysis utilisé pour cette étude, je tiens à souligner qu'à mes yeux, il s'est révélé être l'un des meilleurs actuellement disponibles. Malgré le fait que c'était ma première utilisation, et que j'ai rencontré certaines difficultés au départ, j'ai réussi à bien m'en sortir. Ce logiciel permet de tout faire, de la modélisation à la vérification, ce qui en fait un outil très complet. J'espère néanmoins qu'une mise à jour intégrant le nouveau RPA 2024 sera prochainement disponible, afin de faciliter davantage son utilisation et d'obtenir des résultats encore plus fiables et conformes aux nouvelles exigences.

Dans la partie infrastructure on a remarqué que les nervures sont fortement ferrailés il serait plus judicieux d'augmenter les sections de nervure afin de baissé la quantité d'acier mais faute de temps on a pas pu le faire.

Finalement, ce projet m'a permis de prendre conscience de l'importance des règlements dans la conception sismique des bâtiments, mais aussi des limites que peut présenter une réglementation si elle n'est pas accompagnée d'une documentation claire, d'exemples d'application, ou d'une logique de mise à jour fondée sur des faits. Il est donc souhaitable que le RPA fasse, à l'avenir, l'objet d'une révision plus transparente, participative et justifiée, pour garantir non seulement la sécurité des ouvrages, mais aussi la cohérence des efforts demandés aux ingénieurs et aux maîtres d'ouvrage

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- [1] "Règlement Parasismiques Algérien 2024 (Document technique réglementaire) C.G.S.
- [2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de 'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).

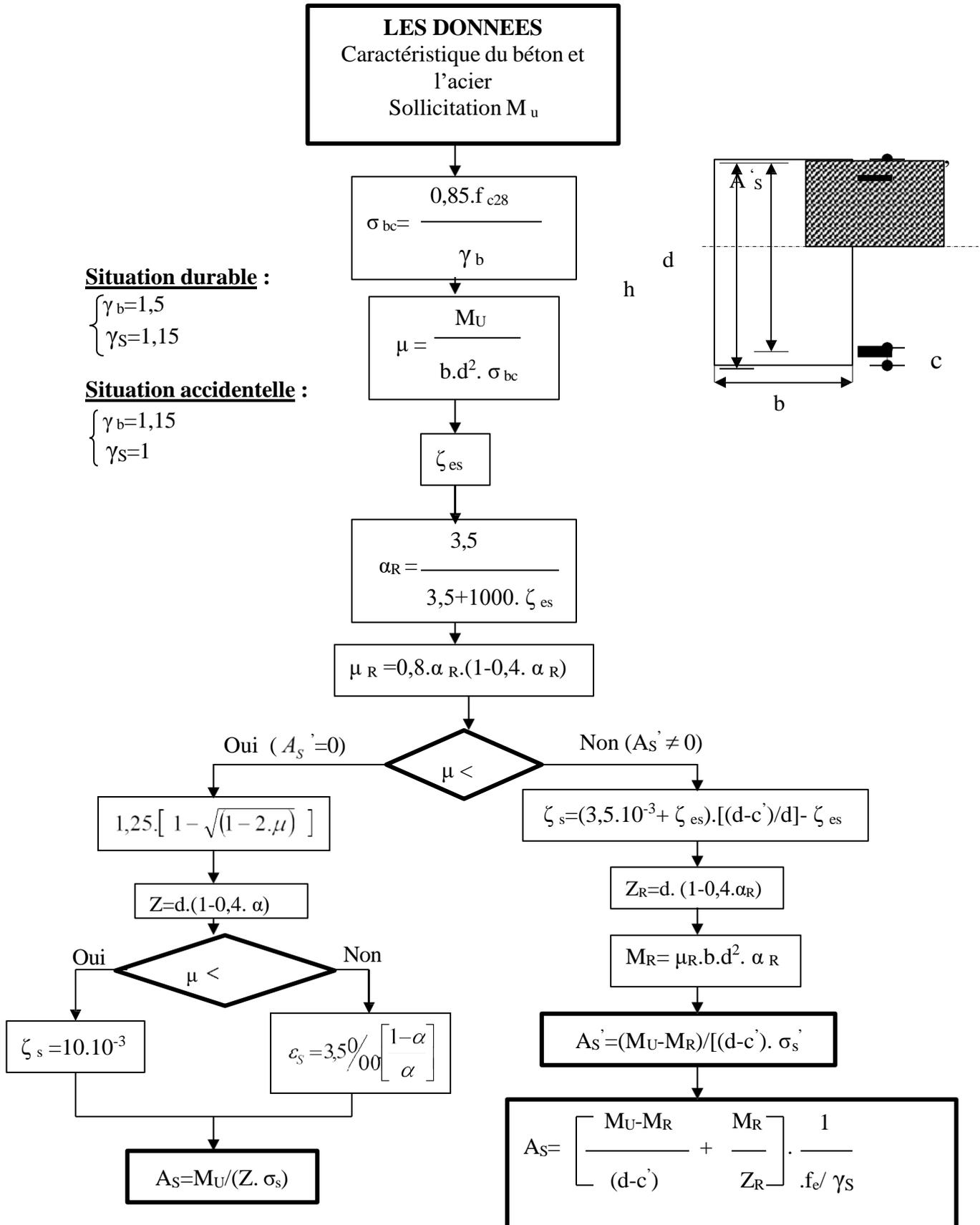
Thèse : ETUDE ET CONCEPTION D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME IRREGULIERE EN ELEVATION (R+12+SS - R+10+SS) EN FORME..... USDB

Annexes

ANNEXE

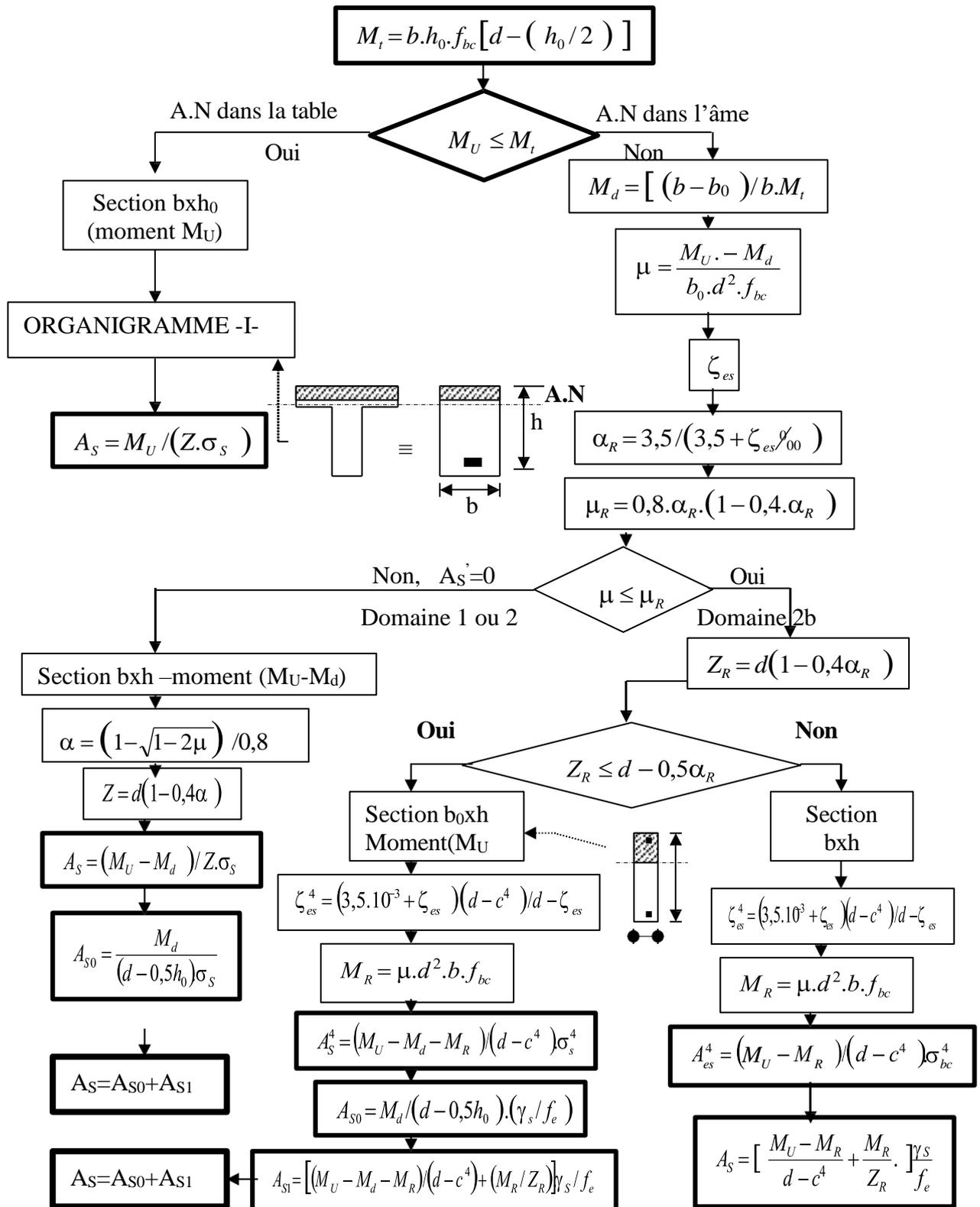
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



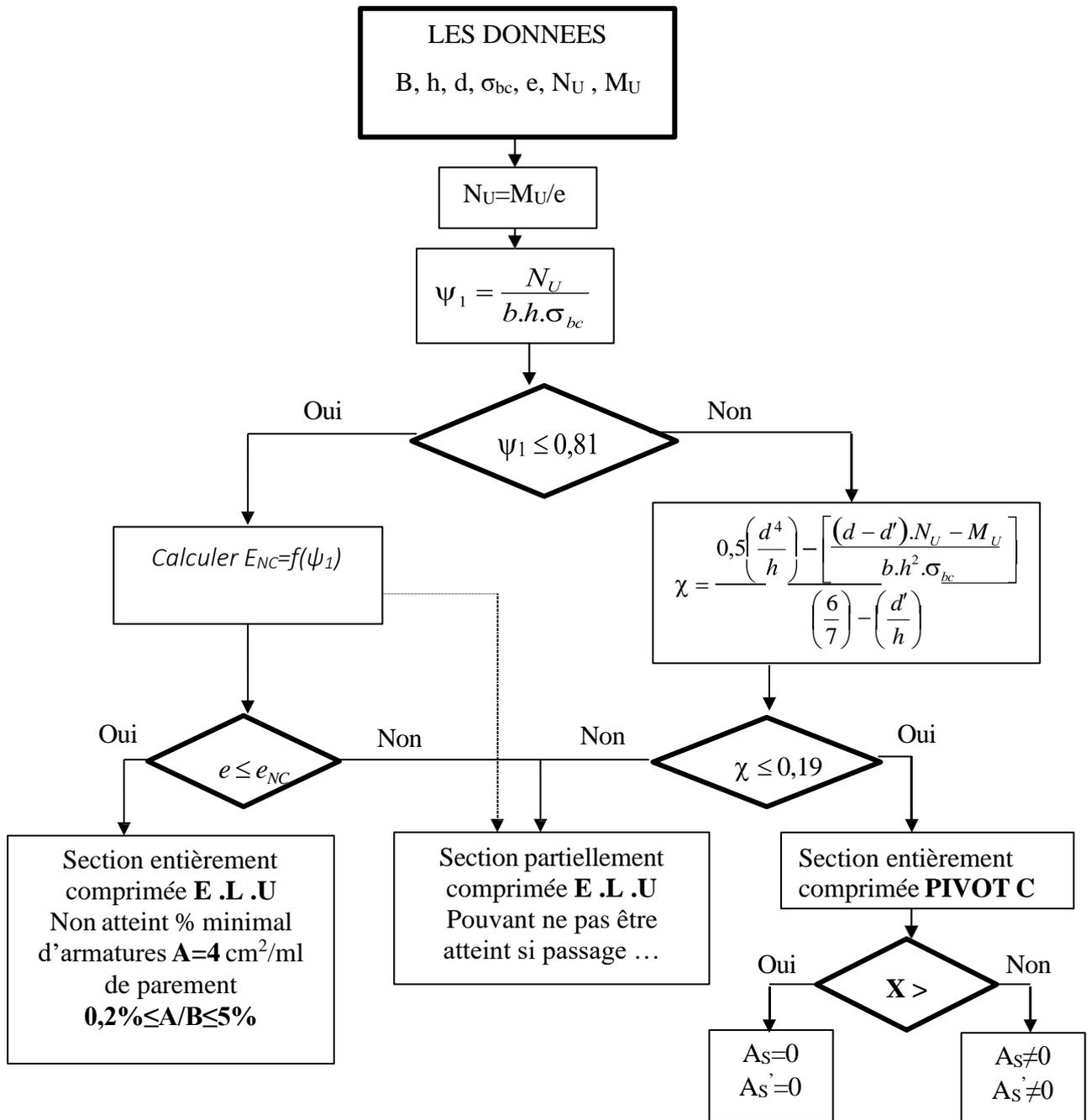
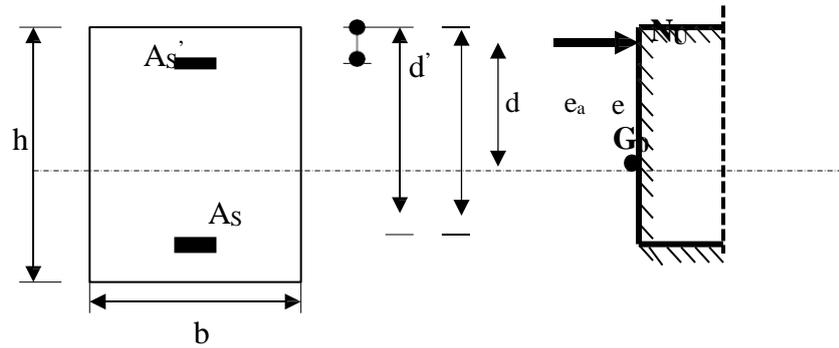
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



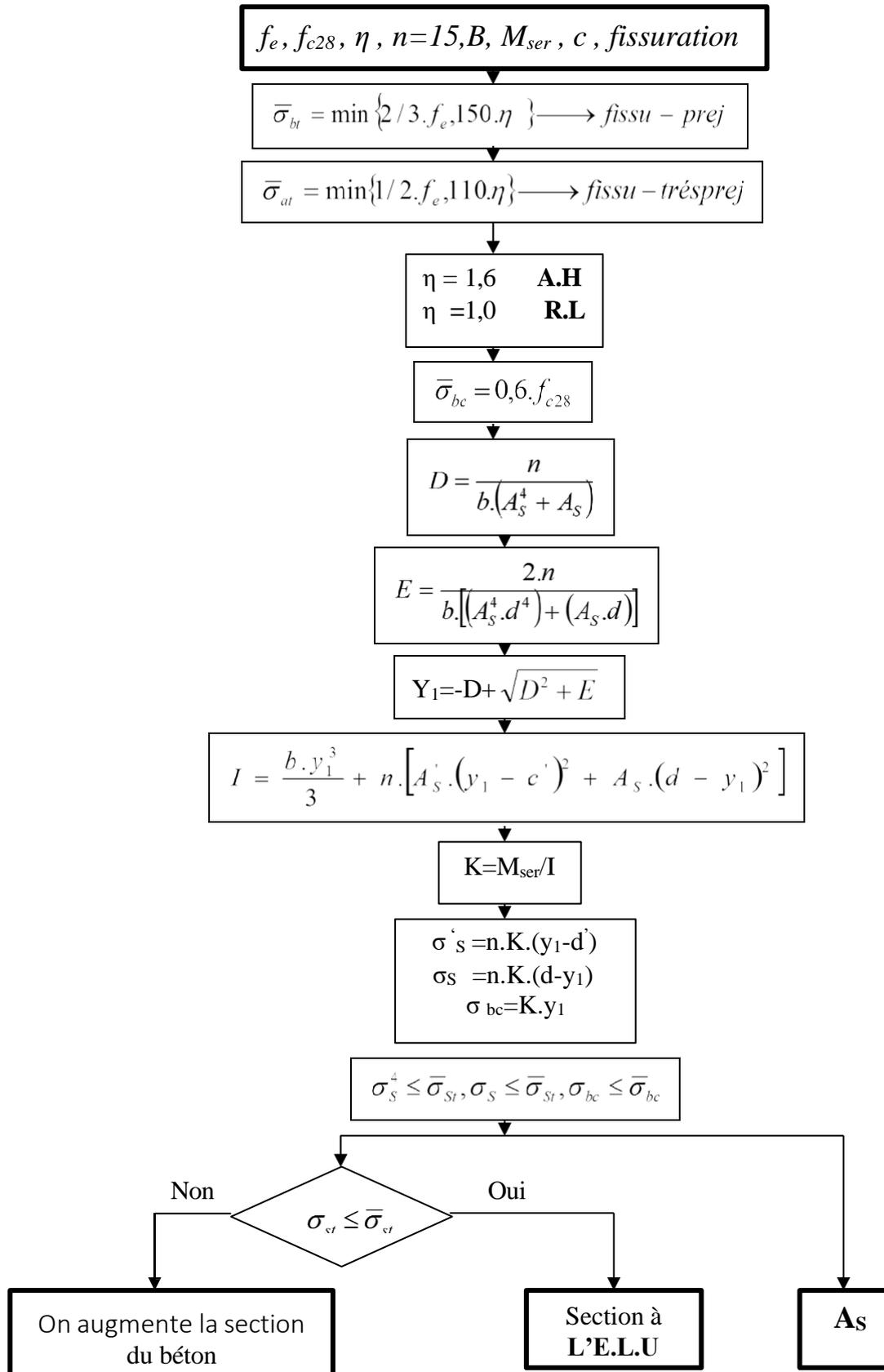
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

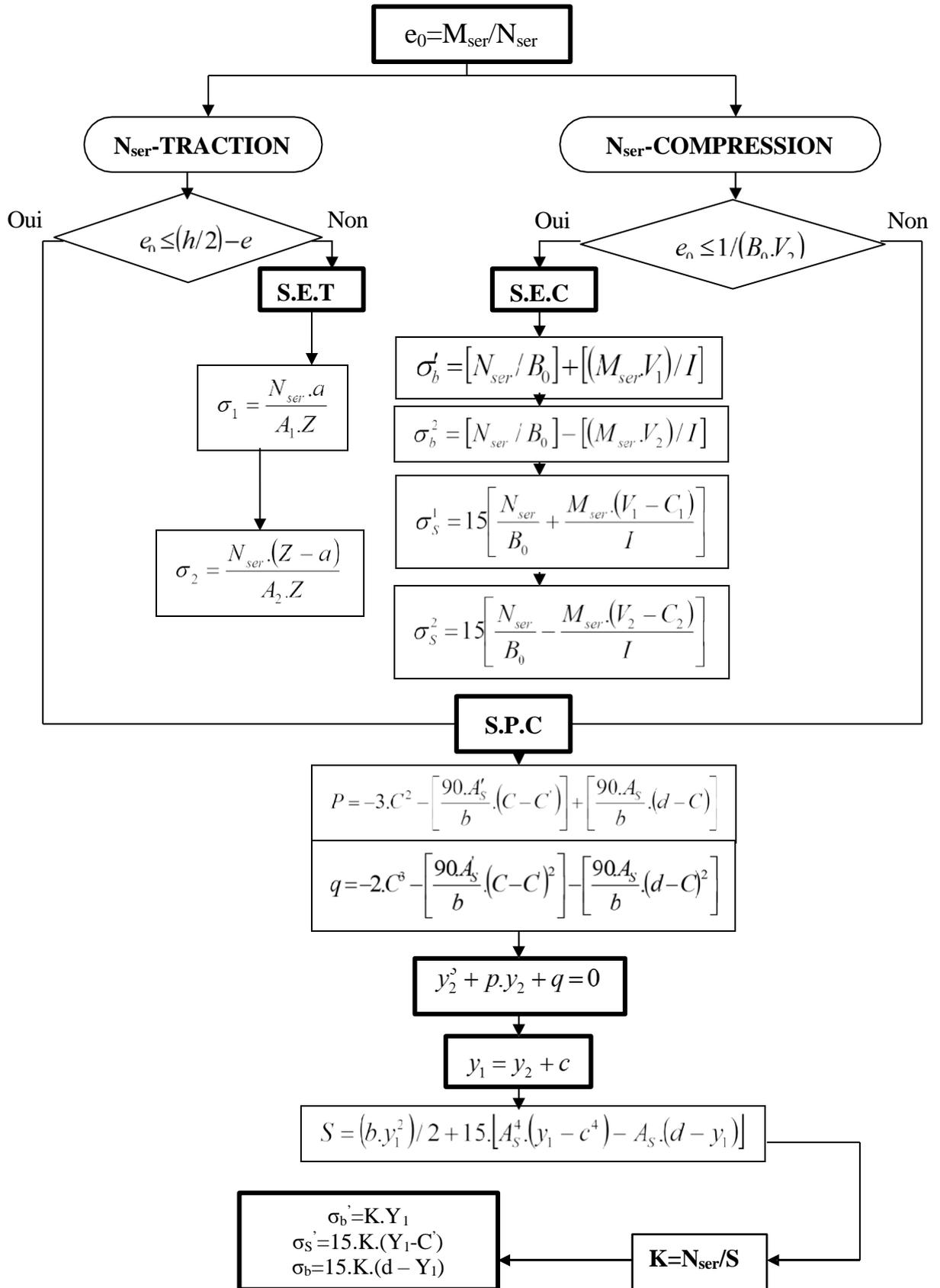


ORGANIGRAMME -IV-

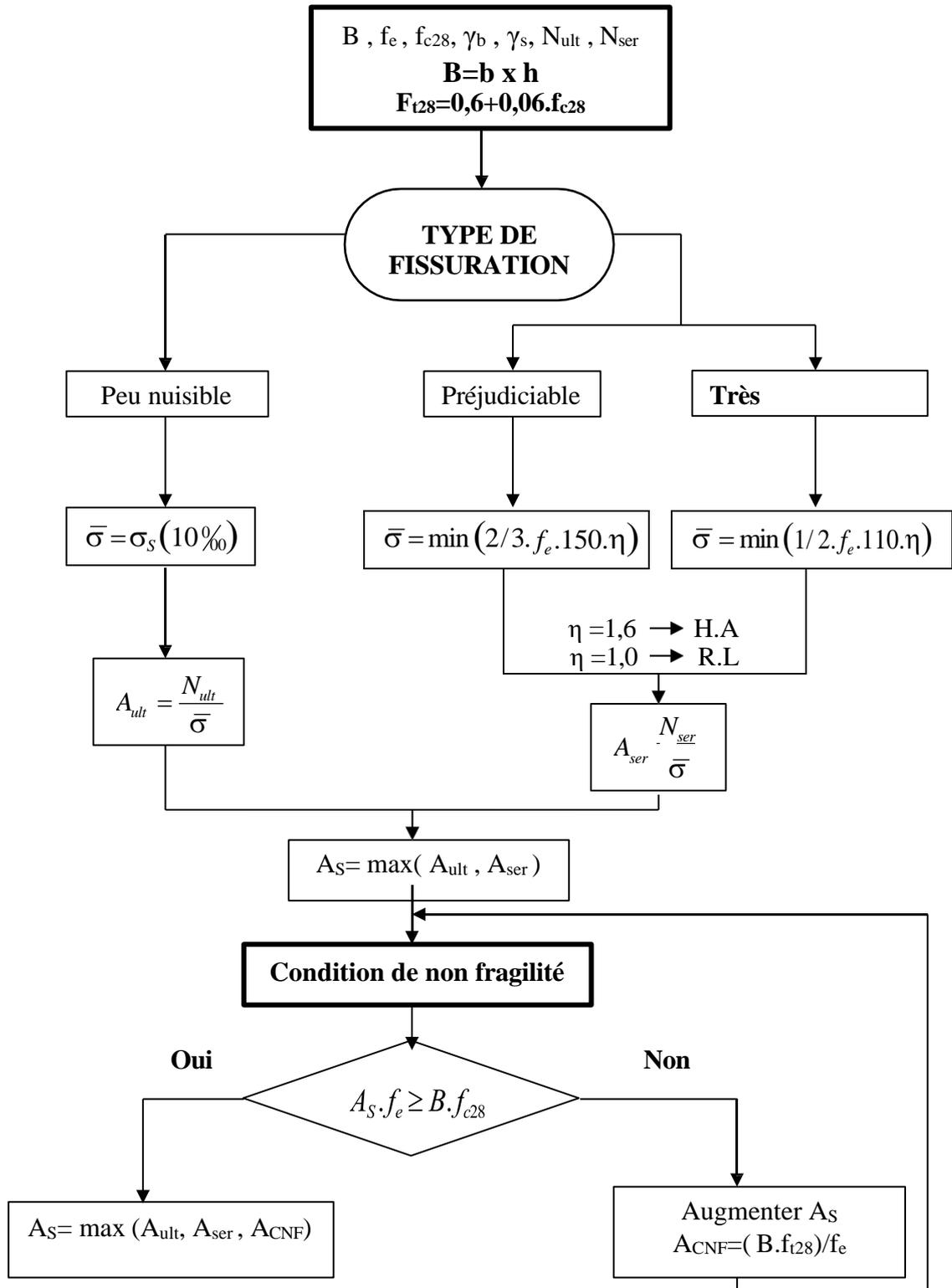
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

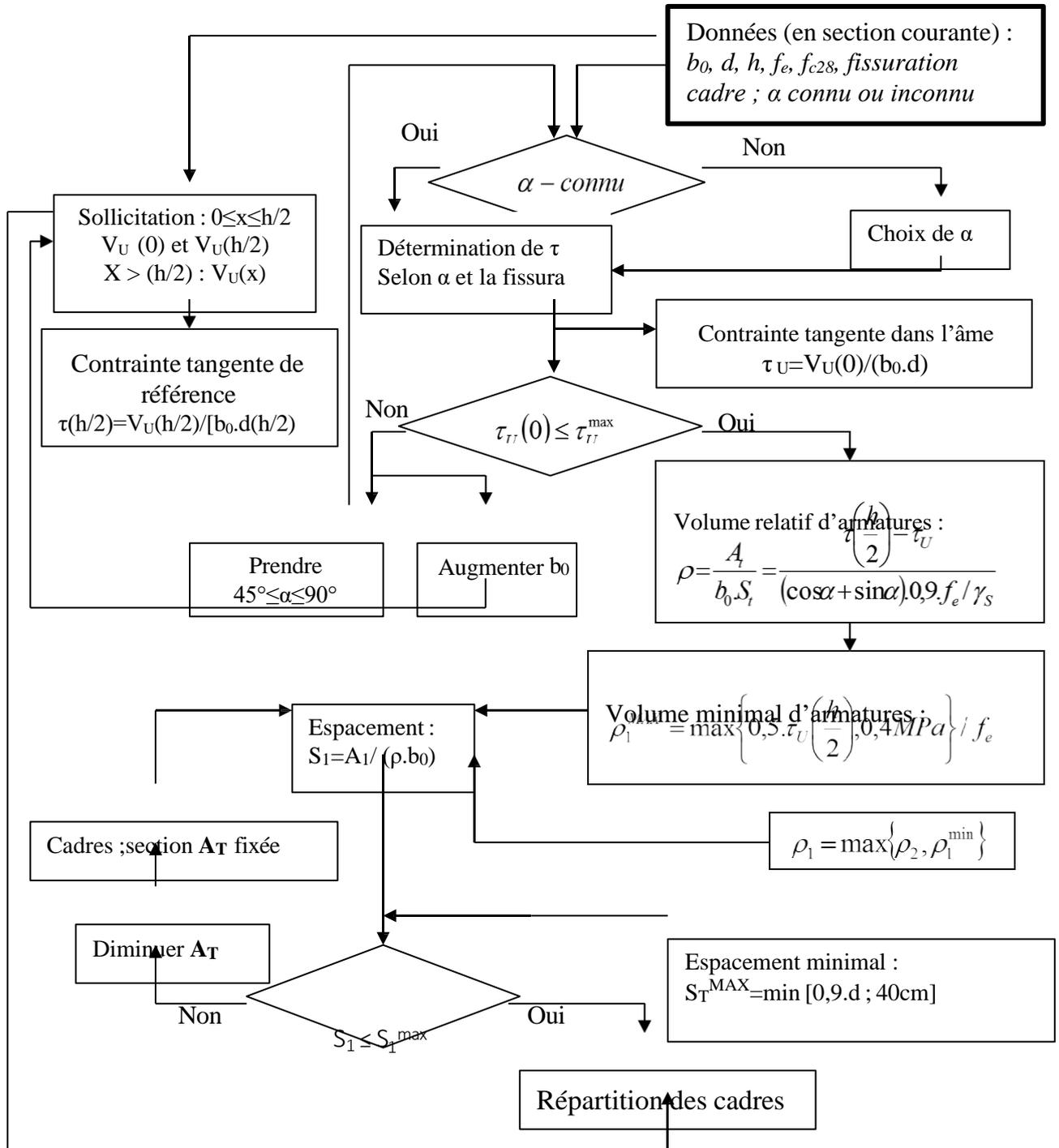


TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

Tableau des armatures

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000